

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE UM MURETE DE ALVENARIA DE
PEDRA TRADICIONAL REFORÇADO COM CONFINAMENTO
TRANSVERSAL CONTÍNUO POR FITAS METÁLICAS**

Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Perfil de Construção, pela Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa

Marc de Araújo Fonseca

Orientador científico: Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho

Co-Orientador científico: Doutor Válder José da Guia Lúcio

Novembro de 2010

AGRADECIMENTOS

Apresento os meus agradecimentos a todos aqueles que de uma forma ou de outra contribuíram para a realização deste trabalho.

Um especial agradecimento ao Professor Fernando Pinho e ao Professor Válder Lúcio cuja orientação, empenho e espírito crítico permitiram enfrentar as dificuldades sempre que estas foram surgindo.

A toda a minha família e amigos pelo apoio e amizade que me prestaram no decorrer deste trabalho, um agradecimento especial ao meu primo Eng.º Norberto por algumas fotografias disponibilizadas e ao meu irmão Bruno pela colaboração na revisão de ortografia e na tradução de textos.

Ao Eng.º Hugo Biscaia e ao Eng.º André Almeida pela sua ajuda em procedimentos laboratoriais.

Aos colegas André Jorge e Hugo Morais que participaram na realização do reforço e do sistema de ensaio, apresentando sempre disponibilidade no auxílio que lhes foi solicitado.

Um agradecimento também ao Sr. José Gaspar e Sr. Jorge Silvério, técnicos do laboratório de estruturas do DEC, por toda a ajuda prestada no decorrer da preparação do ensaio com toda a logística do laboratório.

À empresa Cudell que na pessoa de Vânia Almeirante emprestou o alicate de aperto utilizado nas fitas metálicas.

RESUMO

Em todo o país, à semelhança do que acontece na Europa, verifica-se a existência de edifícios antigos ao abandono, principalmente em centros históricos e urbanos. Em virtude da sua importância patrimonial, cultural e arquitectónica urge a necessidade de requalificação dos mesmos.

A importância da reabilitação de edifícios antigos exige o desenvolvimento de novas técnicas de reabilitação, sendo de extrema importância que se verifique a sua compatibilidade com as estruturas pré-existentes.

Neste trabalho é realizado um estudo acerca das construções de alvenaria de pedra, principais anomalias e técnicas de reabilitação utilizadas. Na parte experimental é avaliado o comportamento de um modelo (murete) de alvenaria de pedra tradicional sujeito a confinamento transversal contínuo através de fitas metálicas.

Os resultados desta dissertação incluem-se no âmbito de um trabalho de investigação em curso no Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL no qual se procuram desenvolver e aprofundar algumas técnicas de reabilitação estrutural de edifícios antigos.

ABSTRACT

All over the country, similarly to what happens in Europe, there are old buildings abandoned, mostly in cities and historical centers. Because of its patrimonial, cultural and architectural importance urges the need to requalify them.

The importance of rehabilitating these old buildings demands the use of developed new rehabilitations techniques being extremely important to verify the compatibility with the previously existing structures.

This work is a study about the masonry constructions, its major problems and rehabilitating techniques used. In the experimental part of this work the behavior of a model of a stone masonry wall applied with confinement by transverse continuous metal straps is performed.

The results of this dissertation is part of an investigation work ongoing in the Department of Civil Engineering of FCT-UNL whose objective is to seek, develop and deepen some rehabilitation techniques for old buildings.

ÍNDICE DO TEXTO

PARTE I – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Capítulo I - Introdução

1.1	Enquadramento	3
1.2	Objectivos	4
1.3	Organização do trabalho	5

Capítulo II - Estado da Arte

2.1	Introdução	7
2.2	Construções de alvenaria de pedra	7
2.2.1	Enquadramento histórico	8
2.2.2	Paredes resistentes	9
2.2.3	Paredes divisórias ou de compartimentação	10
2.2.4	Fundações	11
2.2.5	Paredes de alvenaria de pedra tradicional ou alvenaria ordinária	12
2.3	Anomalias em paredes de edifícios antigos	13
2.3.1	Fendilhação	14
2.3.2	Desagregação	15
2.3.3	Esmagamento	16
2.3.4	Anomalias em fundações	17
2.4	Técnicas de reabilitação de paredes de edifícios antigos	18
2.4.1	Injecção de caldas	20
2.4.2	Confinamento transversal simples	21
2.4.3	Desmonte e reconstrução	25
2.4.4	Refechamento de juntas com argamassa	25

2.4.5	Reboco armado.....	26
2.4.6	Encamisamento	27
2.4.7	Pré-esforço	28
2.4.8	Reforço com materiais compósitos	28
2.4.9	Armaduras passivas.....	29
2.4.10	Consolidação e reforço de fundações.....	30

Capítulo III - Trabalhos experimentais de referência

3.1	Introdução.....	31
3.2	Trabalhos experimentais	32

PARTE II – TRABALHO EXPERIMENTAL

Capítulo IV - Modelos experimentais de alvenaria de pedra tradicional (muretes)

4.1	Introdução.....	51
4.2	Processo construtivo dos muretes	52
4.2.1	Argamassa de assentamento.....	52
4.2.2	Preparação da pedra	52
4.2.3	Construção dos muretes	52
4.2.4	Preparação dos muretes. Execução dos lintéis.....	53
4.2.5	Caracterização dos materiais utilizados na construção do murete	54

Capítulo V - Aplicação do reforço no murete

5.1	Introdução.....	59
5.2	Fitas metálicas em aço inox	59
5.2.1	Aço inox	59

5.2.2	Seleção dos modelos de fitas metálicas a adquirir no mercado	60
5.2.3	Ensaio de tração realizados às fitas metálicas adquiridas	62
5.3	Descrição e caracterização da solução de reforço do murete	64
5.3.1	Deslocação do murete para dentro do laboratório de Estruturas do DEC	65
5.3.2	Furação do lintel do murete	65
5.3.3	Furação da base do murete	66
5.3.4	Realização dos furos por onde passam as fitas metálicas.....	67
5.3.5	Colocação das fitas metálicas	67
5.3.6	Realização das almofadas de argamassa	70
5.3.7	Selagem dos furos com calda	70
5.3.8	Aspecto do murete pronto a ensaiar	72

Capítulo VI - Ensaio realizado sobre o murete

6.1	Introdução	73
6.2	Sistema de ensaio de compressão axial	73
6.3	Preparação final do murete	75
6.4	Instrumentação das fitas metálicas	76
6.5	Comportamento do murete durante o ensaio de compressão axial	77
6.6	Comportamento das fitas metálicas	79
6.7	Determinação da profundidade de carbonatação.....	81

Capítulo VII - Análise e discussão dos resultados

7.1	Introdução	85
7.2	Apresentação de resultados do murete M45	85
7.3	Comparação com o trabalho de referência	86

Capítulo VIII - Conclusões, comentários finais e desenvolvimentos futuros

8.1	Considerações gerais	91
8.2	Conclusões e comentários finais	91
8.3	Desenvolvimentos futuros.....	92

Bibliografia.....	93
--------------------------	-----------

Anexo I

Anexo II

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Cruzes de Santo André utilizadas nas Construções Pombalinas	8
Fig. 2.2 - Tabique de madeira com revestimento sobre fasquiado	10
Fig. 2.3 - Fundações directas	11
Fig. 2.4 - Paredes de alvenaria ordinária	12
Fig. 2.5 - Fissuração de parede junto a um vão	14
Fig. 2.6 - Desagregação de alvenaria fraca.....	15
Fig. 2.7 - Apoio de viga de madeira sobre parede de alvenaria de pedra.....	16
Fig. 2.8 - Consolidação de paredes de alvenaria de pedra com caldas de injeção.....	20
Fig. 2.9 - Esquema ilustrativo de pregagens costura	22
Fig. 2.10 - Esquema ilustrativo de alvenaria reforçada com reticulado cimentado	23
Fig. 2.11 - Esquema ilustrativo de Conector	23
Fig. 2.12 - Foto ilustrativa de confinamento transversal contínuo	24
Fig. 2.13 - Esquema ilustrativo de desmonte e reconstrução	25
Fig. 2.14 - Esquema ilustrativo do refechamento das juntas em ambas as faces da parede	26
Fig. 2.15 - Esquema ilustrativo de reboco armado num modelo experimental	27
Fig. 2.16 - Fotos ilustrativas de encamisamento	27
Fig. 2.17 - Esquema ilustrativo de pré-esforço interno utilizado na compensação do impulso de arcos em alvenaria	28
Fig. 2.18 - Aplicação de faixa de material compósito	28
Fig. 2.19 - Aplicação de tirantes ancorados pelo exterior	29
Fig. 2.20 - Esquema de execução de viga de fundação sobre parede de alvenaria	30
Fig. 3.1 - Representação dos muretes simples do trabalho de F. Pinho	32
Fig. 3.2 - Esquema ilustrativo do reforço utilizado na solução de reforço I de F. Pinho	33
Fig. 3.3 - Representação do pormenor da colocação do conector	34
Fig. 3.4 - Esquema ilustrativo do reforço utilizado na solução de reforço IV de F. Pinho	34
Fig. 3.5 - Modelo experimental do trabalho de J. Carvalho	35
Fig. 3.6 - Diagrama tensão - extensão obtido no trabalho de J. Carvalho	36
Fig. 3.7 - Dispositivo de ensaio cíclico da parede do trabalho de H. Varum <i>et al</i>	37
Fig. 3.8 - Diagrama força - deslocamento da parede do trabalho de H. Varum <i>et al</i>	37
Fig. 3.9 - Foto das paredes realizadas por J. Gouveia e P. Lourenço	38
Fig. 3.10 - Esquema do sistema de ensaio realizado por J. Gouveia e P. Lourenço	38

Fig. 3.11 - Modelos experimentais do trabalho realizado por D. Oliveira <i>et al</i>	40
Fig. 3.12 - Trabalho realizado por D. Estévez	42
Fig. 3.13 - Modelos experimentais do trabalho de M. Valuzzi <i>et al</i>	43
Fig. 3.14 - Representação das paredes do trabalho realizado por M. Dolce <i>et al</i>	44
Fig. 3.15 - Diagrama força diagonal - deslocamento do ensaio monotónico à parede M3B2 realizado por M. Dolce <i>et al</i>	45
Fig. 3.16 - Representação das paredes com reforço ensaiadas por S. Farooq e A. Ghaffar ...	47
Fig. 4.1 - Representação dos muretes em fase de construção e armazenamento	53
Fig. 4.2 - Representação dos muretes com lintel no interior do abrigo	53
Fig. 4.3 - Curvas granulométricas das areias utilizadas na argamassa de assentamento	55
Fig. 5.1 - Relação entre resistência mecânica, resistência à corrosão e custo nos diferentes tipos de aço inox	61
Fig. 5.2 - Representação dos modelos de fitas metálicas adquiridas	62
Fig. 5.3 - Ensaio de tracção das fitas metálicas na empresa Deltasigma	63
Fig. 5.4 - Diagrama força - deslocamento obtido nos ensaios de tracção às fitas.....	64
Fig. 5.5- Esquema ilustrativo do murete M45 antes de ser reforçado	65
Fig. 5.6 - Realização dos furos no lintel.....	66
Fig. 5.7 - Colocação do varão roscado na base do murete	66
Fig. 5.8 - Furação do murete para introdução das fitas	67
Fig. 5.9 - Colocação da rede de metal distendido à saída de cada furo.....	68
Fig. 5.10 - Acessórios utilizados no aperto das Fitas metálicas	68
Fig. 5.11 - Realização da passagem das fitas e do seu aperto na face lateral.....	69
Fig. 5.12 - Finalização da colocação das fitas.....	69
Fig. 5.13 - Realização da almofada de argamassa à saída dos furos do murete.....	70
Fig. 5.14 - Realização da calda de cimento.....	71
Fig. 5.15 - Realização da injeção de calda nos furos do murete	71
Fig. 5.16 - Aspecto do murete M45 pronto a ensaiar	72
Fig. 6.1 - Representação esquemática do sistema de ensaio	73
Fig. 6.2 - Sistema de ensaio com o murete M45	74
Fig. 6.3 - Regularização do lintel do murete	75
Fig. 6.4 - Colocação dos extensómetros nas fitas metálicas	76
Fig. 6.5 - Ensaio de compressão axial sobre o murete M45.....	78
Fig. 6.6 - Diagrama da história de carga do ensaio à compressão sobre o murete M45 79	
Fig. 6.7 - Diagrama deformação vertical do murete - extensão das fitas	79

Fig. 6.8 - Diagrama força vertical no murete - extensão obtido nas fitas metálicas.....	80
Fig. 6.9 - Medição da profundidade de carbonatação.....	82
Fig. 6.10 - Diagrama profundidade de carbonatação - tempo	83
Fig. 7.1 - Diagrama força - deslocamento do ensaio à compressão do murete M45.....	85
Fig. 7.2 - Diagramas conjuntos força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes de referência (M43, M21 e M32)	87
Fig. 7.3 - Diagramas conjuntos força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes da Solução de reforço I (M41, M44 e M28)	88
Fig. 7.4 - Diagrama força - deslocamento do ensaio de compressão axial dos muretes da solução de reforço IV (M34, M29 e M27)	89
Fig. 7.5 - Diagrama comparativo da resistência mecânica obtida nos vários ensaios.....	90

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 - Distribuição dos edifícios em Portugal por época de construção	3
Tabela 2.1 - Diferentes épocas do edificado de Lisboa	9
Tabela 3.1 - Trabalhos experimentais analisados	31
Tabela 3.2 - Resultados ensaios de corte realizada por J. Gouveia e P. Lourenço	39
Tabela 3.3 - Resultados dos ensaios à argamassa no trabalho de D. Oliveira <i>et al</i>	41
Tabela 3.4 - Resultados obtidos nas paredes no trabalho de D. Oliveira <i>et al</i>	41
Tabela 3.5 - Soluções de reforço e resultados obtidos nos ensaios realizados por D. Estévez ..	42
Tabela 3.6 - Resultados obtidos no trabalho de M. Valuzzi <i>et al</i>	44
Tabela 3.7 - Resultados obtidos no ensaio de paredes realizado por M. Dolce <i>et al</i>	45
Tabela 3.8 - Resultados obtidos no ensaio realizado por T. Krevaiakas e T. Triantafillou	46
Tabela 3.9 - Resultados obtidos em ensaios realizados por S. Farooq e A. Ghaffar	48
Tabela 4.1 - Características químicas da pedra	54
Tabela 4.2 - Características físicas da areia	55
Tabela 4.3 - Características químicas da areia	56
Tabela 4.4 - Granulometria da cal aérea (valores médios em μm)	56
Tabela 4.5 - Composição química da cal aérea (valores médios)	56
Tabela 4.6 - Características físicas e mecânicas da argamassa de assentamento endurecida ..	57
Tabela 5.1 - Forças e tensões últimas dos ensaios de tracção realizados no LNEC	63
Tabela 5.2 - Resultados obtidos nos ensaios de tracção realizados à fita BaoYi Metals	64
Tabela 6.1 - Medições de carbonatação realizadas no murete	82
Tabela 7.1 - Forças máximas e tensões máximas verificadas nos muretes de referência	87
Tabela 7.2 - Forças e tensões máximas verificadas na Solução de reforço I	88
Tabela 7.3 - Forças máximas verificadas na solução de reforço IV	89

SIMBOLOGIA

FCT	- Faculdade de Ciências e Tecnologia
UNL	- Universidade Nova de Lisboa
DEC	- Departamento de Engenharia Civil
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil
CaCO ₃	- Carbonato de Cálcio
Ca(OH) ₂	- Hidróxido de Cálcio
CO ₂	- Dióxido de Carbono
H ₂ O	- Água
LVDT	- Linear Voltage Displacement Transducer
GFRP	- Polímeros reforçados com fibras de vidro
CFRP	- Polímeros reforçados com fibras de carbono
AFRP	- Polímeros reforçados com fibras de aramida
D	- Máxima dimensão do agregado
d	- Mínima dimensão do agregado
M _f	- Módulo de finura
AISI	- American Iron and Steel Institute
TRM	- Textile reinforced mortar
LOI	- Loss on ignition

PARTE I
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Capítulo I

INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

Por todo o país, nomeadamente em centros históricos e urbanos existem edifícios antigos ao abandono. Tal deve-se à inexistência de manutenção e acções de reabilitação a que têm estado sujeitos ao longo dos anos. Dado o elevado valor patrimonial, cultural e arquitectónico que estes representam torna-se urgente o desenvolvimento de técnicas de intervenção adequadas e viáveis economicamente para requalificação dos mesmos [28].

Os centros históricos e urbanos, muitas vezes, encontram-se ao abandono devido ao estado de degradação que os edifícios apresentam, tornando estas zonas em locais pouco apelativos à população e transmitindo sensação de insegurança. Assim, dada a actual estagnação do mercado de construção nova e tendo em conta as vantagens da reabilitação de edifícios antigos pensa-se que nos próximos anos esta sofrerá um grande crescimento em Portugal acompanhando a tendência que se instalou na Europa ao longo dos últimos anos.

Alguns estudos têm sido desenvolvidos no sentido de definir uma percentagem de edifícios antigos existentes em Portugal [7, 15]. Apresenta-se na tabela 1.1 a distribuição dos edifícios em Portugal por época de construção [15].

Tabela 1.1 - Distribuição dos edifícios em Portugal por época de construção [15]

Edifícios em Portugal por época de construção							
Total	Anterior a 1919	1919 - 1945	1946 - 1960	1961 - 1970	1971 - 1980	1981 - 1990	1991 - 2001
3160043	253880	344936	357042	395262	553349	648930	606644

Actualmente não existe regulamentação nacional actualizada para o projecto de estruturas de alvenaria. O Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU) [36] é um dos regulamentos que ainda se mantém em vigor no presente.

É aguardada a publicação pelo Instituto Português da Qualidade para breve do Eurocódigo 6 - “Design of masonry structures” (Projecto de estruturas de alvenaria). Espera-se que com a entrada em vigor deste regulamento seja o início de uma nova era em que se reconheça a importância das estruturas de alvenaria no dimensionamento de edifícios [13, 30, 41].

No entanto, nas construções de alvenaria de pedra tradicional (também designada por alvenaria de pedra irregular ou alvenaria ordinária) não pode ser aplicado o Eurocódigo 6 [6] uma vez que o material, não cumpre os requisitos pressupostos neste documento devido à heterogeneidade que estas paredes apresentam.

1.2 Objectivos

A maioria dos edifícios de alvenaria de pedra não apresenta capacidade resistente suficiente quando sujeitas a acções sísmicas. Assim torna-se fundamental encontrar soluções em termos de resistência, rigidez e durabilidade para serem utilizadas na reabilitação destes edifícios [26].

É na sequência do desenvolvimento de novas soluções de reabilitação estrutural de edifícios antigos e de um estudo a decorrer no Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL com este propósito que surge o tema da presente dissertação: “Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra irregular reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas”, o qual corresponde a uma das possibilidades de continuação da tese de doutoramento [23] de F. Pinho, orientador científico do presente trabalho.

Assim pretende-se avaliar o comportamento da alvenaria de pedra tradicional sujeita ao confinamento transversal contínuo com fitas metálicas. Este confinamento só por si não constitui uma solução de reforço, para tal deve ser complementado com a utilização de um reboco.

Com o ensaio de um murete com aproximadamente oito anos, também se pretende conhecer a profundidade de carbonatação de um modelo experimental com esta idade.

1.3 Organização do trabalho

Este trabalho está dividido em duas partes distintas, designadas por:

Parte I – Revisão bibliográfica - onde se faz um enquadramento geral das construções de alvenaria de pedra, suas anomalias mais comuns e algumas soluções de reforço utilizadas presentemente nestas paredes de alvenaria de pedra. Por fim apresenta-se um capítulo com referência a trabalhos experimentais utilizando modelos de alvenaria com ou sem reforço.

Parte II – Trabalho Experimental - na qual se incluem os capítulos correspondentes à campanha experimental propriamente dita. O capítulo IV aborda a construção e características do murete ensaiado, no capítulo V expõem-se os trabalhos preparatórios e no capítulo VI é apresentado o ensaio. Seguem-se os capítulos que dizem respeito à análise dos resultados, conclusões e desenvolvimentos futuros.

As imagens não referenciadas presentes neste trabalho são da autoria do candidato. As imagens e esquemas ilustrativos exibidos ao longo deste trabalho não apresentam escala.

Capítulo II

ESTADO DA ARTE

2.1 Introdução

Neste capítulo faz-se, com base em bibliografia existente, uma breve abordagem às construções de alvenaria de pedra, suas anomalias mais comuns e principais técnicas de reabilitação. Esta investigação bibliográfica pretende enquadrar o trabalho experimental realizado, sendo que este enquadramento continua no capítulo III com a alusão a trabalhos experimentais de referência desenvolvidos nos últimos anos.

2.2 Construções de alvenaria de pedra

Nas construções de alvenaria de pedra os elementos preponderantes em termos estruturais são as paredes e as fundações.

As fundações são elementos estruturais com função de transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia [3].

Definem-se como paredes de edifícios antigos os maciços ou elementos construtivos, de alvenaria ou cantaria, cujo comprimento e altura excedem em muito a espessura. Podem ser interiores ou exteriores (por sua vez divididas em fachadas principal, posterior e lateral) [24].

As paredes de alvenaria são constituídas por pedras, tijolos, betão e até argila. As pedras podem ser “unidas” entre si por disposição relativa (alvenaria de pedra seca), ou pela adição de argamassas de cal, gesso, cimento, etc., enquanto as paredes de cantaria são formadas por pedras aparelhadas, assentes com finas camadas de argamassa [24].

A alvenaria é um material que resulta da associação de vários elementos, com dimensões habitualmente reduzidas e de formas diversas, ligados ou não através de um aglutinador. Mesmo podendo assumir várias formas distintas salientam-se duas características que as definem: baixa resistência à tracção e razoável resistência à compressão, no entanto esta última depende muito do grau de confinamento lateral a que os paramentos estão sujeitos [21].

2.2.1 Enquadramento histórico

Ao longo da história os edifícios foram sofrendo evolução devido ao desenvolvimento de novos materiais e tecnologias construtivas, tendo em conta as condicionantes culturais, económicas e sociais de cada período histórico.

O primeiro material utilizado em Portugal para a construção de edifícios foi a terra crua, ou seja taipa e/ou adobe, à qual se foi adicionando fragmentos de pedra, aumentando progressivamente a sua resistência e chegando-se assim às construções de alvenaria de pedra.

O pragmatismo das pessoas levava-as a recorrerem aos materiais que mais próximo lhes estavam para as suas edificações. Assim na zona norte predominam os edifícios em alvenaria de pedra aparelhada (em granito) ou de pedra seca; no sul predominam construções em taipa e adobe, assim como na zona centro litoral. Na zona centro interior existem as paredes de alvenaria com blocos de pedra irregular e tijolos ou fragmentos destes ligados entre si por argamassa de cal e areia [12].

Em Portugal é de destacar a existência de variadas obras do Império Romano, nomeadamente: calçadas, castelos, pontes, catedrais e templos religiosos. Entre o século XV e XVIII assiste-se a uma proliferação de castelos, palácios e mosteiros. Na habitação familiar os edifícios em alvenaria de pedra, cantaria e tabique são os mais frequentes [12].

Com o sismo de 1755 a reconstrução de Lisboa tornou-se exemplo para o resto do território nacional, tendo por referência máxima as estruturas de alvenaria da época Pombalina, dominada por uma solução técnica pensada exclusivamente na actividade sísmica: o conceito de gaiola que consiste numa estrutura de madeira formando diagonais cruzadas (cruzes de Santo André) revestida por alvenaria de pedra, fig. 2.1.



Fig. 2.1 - Cruzes de Santo André utilizadas nas Construções Pombalinas [24]

Cerca de um século depois surgem os edifícios “gaioleiros”, caracterizados por um declínio da qualidade das edificações com vista a construções mais rápidas e económicas. Estas construções após 1930 apresentaram um grande declínio devido ao aparecimento de uma nova solução construtiva - o betão armado. Datam deste período os edifícios mistos de alvenaria e betão e, alvenaria e metálicas [20, 29].

Verificam-se assim períodos distintos com processos construtivos diferenciados no parque habitacional de Lisboa ao longo do tempo, tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Diferentes épocas do edificado de Lisboa [20]

Época de Construção	Características Estruturais
Anterior a 1755	Alvenaria de pedra
Entre 1755 e 1870	Alvenaria da época Pombalina
Entre 1870 e 1930	Alvenaria tipo gaioleiro
Entre 1930 e 1940	Estrutura mista de alvenaria e betão armado
Entre 1940 e 1960	Betão armado e alvenaria de tijolo
Depois de 1960	Betão armado

2.2.2 Paredes resistentes

As paredes resistentes ou paredes-mestras são aquelas que têm um papel preponderante para a estabilidade do edifício no suporte de solicitações verticais (gravíticas).

As paredes resistentes de edifícios antigos apresentam na sua constituição traços comuns e diferenciados. O denominador comum mais frequente é o facto de estas paredes apresentarem uma elevada espessura e serem constituídas por materiais heterogéneos, com elementos rígidos e pesados, assim como resistência à tracção nula ou pouco significativa. Não se incluem nas observações supra-citadas as paredes exteriores de edifícios com andar de resalto (pavimento em arco que serve de suporte a um ou dois pisos com estrutura reticulada de madeira, salientes em relação ao rés-do-chão [40]), pois apresentam por norma uma estrutura de madeira semelhante às paredes de “frontal” [2, 24].

2.2.3 Paredes divisórias ou de compartimentação

Nos edifícios antigos todas as paredes desempenham funções estruturais importantes pois a sua arquitectura e a sua organização espacial favorece a mobilização de cargas resistentes. Estas funções estruturais são também mobilizadas nas paredes divisórias, ainda que não recebam cargas verticais directamente, contribuem para o travamento geral da estrutura devido à ligação entre paredes, pavimentos e cobertura.

A interligação entre estes elementos construtivos é muito importante para a capacidade resistente global dos edifícios durante a ocorrência de um sismo, por exemplo, por contribuir significativamente para a dissipação da sua energia.

Por outro lado, as paredes de compartimentação estão sujeitas a um acréscimo de solicitações ao longo do tempo, pois durante a vida do edifício vão-se alterando as condições de equilíbrio estático devido ao envelhecimento e fluência dos materiais, movimentos diferenciais das fundações, acção dos sismos ou aumento de sobrecargas [2, 24].

Um caso particular, mas de grande interesse de paredes de compartimentação é o tabique característico da época Pombalina, fig. 2.2, embora muitas vezes acabe por desempenhar um papel estrutural, para a qual não foi projectada, apresenta como função principal o facto de ser elemento de separação de espaços interiores de edifícios.



Fig. 2.2 - Tabique de madeira com revestimento sobre fasquiado

2.2.4 Fundações

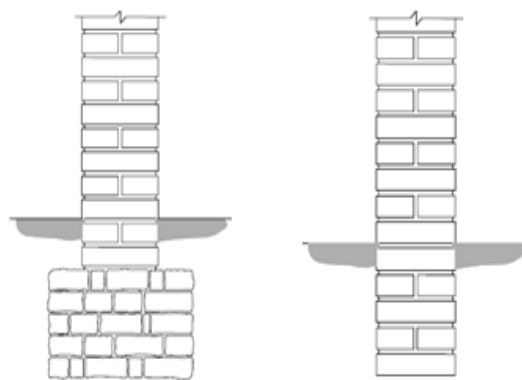
O comportamento das paredes de edifícios antigos está directamente relacionado com o comportamento solo - estrutura [27].

As fundações de edifícios antigos são correntemente constituídas por sapatas isoladas (para pilares) e por sapatas contínuas (para paredes), com constituição de alvenaria de pedra ou tijolo, com grande semelhança das paredes resistentes [2].

Frequentemente eram utilizados enrocamentos de pedra ordinária, com ou sem argamassa, que eram lançados contra o terreno em valas ou poços, no entanto em construções de maior importância e mais pesadas eram executadas fundações em alvenaria de pedra, trabalhada à mão, ou de tijolo cerâmico [27]. Consoante a sua profundidade as fundações podem dividir-se em directas (ou superficiais) e indirectas (ou profundas), sendo que dentro de cada um destes grupos se distinguem ainda soluções contínuas e descontínuas [27].

No caso das fundações directas, ocorria um prolongamento dos elementos estruturais verticais que servia de transição para o solo de fundação, que se podia fazer com a mesma espessura das paredes que sobre estas nascem, no caso de solos de melhor qualidade ou com largura de envasamento nos outros casos, fig. 2.3. As fundações indirectas surgiam quando era necessário recorrer a estratos mais profundos do solo para mobilizar uma maior capacidade resistente deste, em que é um exemplo comum a abertura de poços [27].

Outro exemplo de fundações indirectas é a cravação de estacas de madeira, solução que apresenta algumas limitações uma vez que está condicionada pela natureza do solo, nomeadamente das camadas atravessadas pelas estacas antes de se atingir o firme, assim como pela necessidade da nobreza do material a utilizar nas mesmas [2].



Esquerda - com largura de envasamento; Direita - sem largura de envasamento

Fig. 2.3 - Fundações directas [27]

2.2.5 Paredes de alvenaria de pedra tradicional ou alvenaria ordinária

O uso de soluções construtivas com recurso a alvenarias de pedra tem sido ao longo do tempo uma solução muito generalizada. A existência de muitos edifícios antigos com paredes de alvenaria de pedra comprova a durabilidade desta solução.

A expressão “alvenaria ordinária” está associada historicamente à noção de alvenaria vulgar (muito divulgada). Esta alvenaria conhecida também por alvenaria de pedra irregular ou alvenaria de pedra tradicional, era obtida pelo assentamento da pedra com argamassa de cal aérea e areia, muitas vezes ao traço volumétrico médio de 1:3, fig. 2.4.

As paredes de alvenaria de pedra podem apresentar uma, duas ou três folhas. Essencialmente o que distingue a parede de uma ou duas folhas é o facto de os elementos que compõem a secção transversal se encontrarem devidamente imbricados, assim como a utilização de perpianhos (blocos de grande dimensão que apresentam comprimento igual à largura da parede, promovendo um adequado travamento vertical). Paredes construídas com três folhas apresentam geralmente um núcleo central mais pobre formado por pedras (ou outros materiais) de menores dimensões, muitas vezes resultantes do escacilhamento de pedras maiores, utilizadas nas folhas exteriores. Assim as paredes de múltiplas folhas, que são caracterizadas por uma morfologia irregular, estão muito propensas a roturas frágeis, facilitadas pela separação das camadas e perda de material, tornando-se a existência de perpianhos ainda mais importante nestes casos, de forma a minimizar os fenómenos de abaulamento e fendilhação vertical [24].



Fig. 2.4 - Paredes de alvenaria ordinária

2.3 Anomalias em paredes de edifícios antigos

As construções que não são objecto de acções periódicas de conservação e manutenção ou quando estas são sujeitas a intervenções de reabilitação inadequadas, surgem diversas anomalias (patologias) que podem ir desde a simples degradação de revestimentos, até situações de fendilhação e desagregação graves, que em situações extremas podem colocar em causa o equilíbrio estrutural dos edifícios. O comportamento das paredes de edifícios antigos está directamente relacionado com o comportamento solo - estrutura [27].

Será aqui apresentada uma caracterização sucinta de algumas anomalias mais importantes. As anomalias mais comuns em paredes de edifícios antigos são as de ordem estrutural e as relacionadas com a presença de água. A falta de manutenção, a ocorrência de catástrofes naturais e a alteração da função dos edifícios são as principais causas que levam à ocorrência de anomalias [2, 24]. No entanto é o envelhecimento inevitável dos materiais a principal causa das anomalias [2].

A distinção entre patologia estrutural e não-estrutural varia consoante os autores, como resultado de uma fronteira difusa entre a estrutura e os restantes elementos construtivos.

A patologia não-estrutural corresponde àquela que não afecta directamente a estabilidade de outros elementos construtivos. A patologia estrutural apresenta um conceito menos claro, esta resultante do deficiente desempenho ou interacção dos elementos estruturais envolventes ou de suporte e das solicitações mecânicas externas ou internas, onde uma eventual ruína resulta em consequências para outros elementos construtivos [2, 24, 31].

No que diz respeito à alvenaria de pedra como material estrutural, as anomalias são provocadas geralmente devido a [32]:

- fraca resistência a esforços de tracção, devida à fraca ligação das argamassas que por vezes apenas apresentam função de preenchimento de juntas e, consequentemente, fraca resistência a esforços de flexão;
- resistência à compressão muito dependente do grau de confinamento transversal dos paramentos, da existência de material incoerente no núcleo e do volume e distribuição de vazios;
- fraca resistência ao corte, condicionada quer pela débil resistência da argamassa a tensões de corte, quer pela fraca resistência a mecanismos de tracção que se formam, no funcionamento global da parede quando submetida a cargas horizontais no seu plano, como por exemplo na ocorrência de sismos e assentamentos diferenciais.

Também a humidade constitui uma das acções mais gravosas e simultaneamente mais corrente que afecta os edifícios, originando condições de insalubridade e contribuindo para uma acelerada deterioração dos materiais, podendo provocar situações bastante gravosas para a estrutura. Assim tornam-se necessárias para prevenir e corrigir estas anomalias medidas de protecção contra a humidade, tais como, secagem das paredes humedecidas através de uma intensificação da ventilação, do aumento da temperatura ou da desumidificação dos ambientes [14].

Destacam-se como anomalias mais frequentes em paredes de alvenaria de edifícios antigos: fendilhação, desagregação e esmagamento (anomalia com carácter local).

2.3.1 Fendilhação

A fendilhação pode ocorrer generalizadamente numa parede, no entanto verifica-se uma grande incidência nas zonas junto a aberturas para portas e janelas e na ligação de paredes ortogonais, uma vez que existe uma elevada concentração de tensões nestes locais, fig. 2.5. A ocorrência de fendilhação junto aos vãos deve-se à falta de resistência adequada dos lintéis superiores, conduzindo a fissuras verticais devido às elevadas tensões ou a movimentos que ocorrem nos edifícios provocando esforços de corte nessas zonas.



Fig. 2.5 - Fissuração de parede junto a um vão

Geralmente esta anomalia está associada a deslocamentos, tais como sismos e assentamentos diferenciais das fundações, apresentando normalmente inclinações características que permitem identificar as zonas críticas onde os movimentos são mais acentuados.

A forma como a fendilhação progride, a formação de uma ou várias fendas e a amplitude da sua abertura depende de numerosos factores, entre os quais é preponderante a constituição e qualidade das próprias alvenarias. Em casos mais graves, que podem preceder com pouca antecedência o colapso das paredes, as fendas dividem a parede em vários blocos quase independentes cuja ligação se faz apenas por atrito ao longo das superfícies de contacto.

A existência de perpianos, assim como a existência de uma ligação adequada entre paredes e pavimentos, contribui fortemente para a limitação dos efeitos de assentamentos diferenciais de fundações e dos sismos, uma vez que permite que se efectuem redistribuições de esforços pelos diversos elementos estruturais.

No caso das coberturas em terraço, por vezes o deficiente ou inexistente isolamento térmico causa variações dimensionais que provocam fendas horizontais na ligação parede - cobertura [2, 24].

2.3.2 Desagregação

A desagregação é uma anomalia muito generalizada que pode resultar da progressão e agravamento da fendilhação da parede, no entanto esta ocorre geralmente devido à acção dos agentes climáticos, oscilações de temperatura originando variações dimensionais fig. 2.6. Também a erosão provocada pelas águas das chuvas e da acção do vento originando infiltrações, assim como a humidade ascendente do terreno contribuem fortemente para a ocorrência desta anomalia.



1 - caso em Santiago do Cacém [24]; 2 - caso em Cascais
Fig. 2.6 - Desagregação de alvenaria fraca

As condições climáticas, tais como a acção do vento e as variações de temperatura, são responsáveis pelo desgaste da superfície das paredes, sendo que este pode ser agravado com a existência de poluição. O desgaste não origina consequências significativas quando incidem regularmente acções de manutenção sobre as paredes [2, 24].

O piso térreo normalmente é o que se encontra mais sujeito à desagregação uma vez que está sujeito a choques involuntários ou até actos de vandalismo, assim como está exposto a acções de ascensão de água do terreno por capilaridade, podendo ocorrer a dissolução de sais solúveis. À medida que prossegue o seu caminho, a água vai ficando cada vez mais rica em sais dissolvidos, até que as condições de humidade e temperatura ambientes provocam a evaporação da água e a deposição dos sais previamente dissolvidos. Esta situação é particularmente gravosa na presença de águas agressivas, por exemplo, aquelas provenientes de esgotos de águas residuais domésticas [2, 24].

2.3.3 Esmagamento

O esmagamento é uma patologia menos frequente, apresentando-se em zonas localizadas, coincidindo normalmente com pontos de aplicação de cargas concentradas excessivas, como é o caso da descarga de vigas em paredes. Um caso particular é o que ocorre nas descargas de vigas de madeira sobre a alvenaria pois durante o seu período de secagem, após colocação em obra, as vigas sofrem acções de torção, que originam compressões muito elevadas e consequentemente esmagamento da alvenaria, fig. 2.7.

Tendo em vista minimizar esta anomalia é extremamente importante assegurar a transmissão de cargas concentradas através de elementos de reforço das paredes, que no caso das vigas pode ser assegurado usando pedras de boa qualidade sobre a qual estas apoiam [2, 24].



Fig. 2.7 - Apoio de viga de madeira sobre parede de alvenaria de pedra

Contra toda a lógica construtiva do pré-existente verifica-se frequentemente o esmagamento de paredes de pisos inferiores de edifícios, coincidindo frequentemente com as zonas de descarga de vigas metálicas criadas para substituir estruturalmente paredes demolidas [2, 24].

No caso das paredes apresentarem elementos de madeira na sua constituição a anomalia mais vulgar é o apodrecimento da mesma, por ataques de fungos, ou a sua destruição por acção dos carunchos; geralmente, estas degradações estão ligadas ao contacto esporádico, mas regular com a madeira [2].

2.3.4 Anomalias em fundações

Normalmente as anomalias mais frequentes em fundações estão directamente relacionadas com o terreno de fundação que assume particular importância, nomeadamente no que diz respeito à presença de água, ou a descompressões provocadas por perturbações de equilíbrios pré-existentes, como é o caso das sobrecargas.

Quando ocorrem alterações do nível freático, por exemplo, por efeito de bombagens de água, o espaço ocupado por esta vai ser reocupado por partículas de solo, ocorrendo movimentos de assentamento. Quando se faz o rebaixamento do nível freático para construção de edifícios novos é frequente ver-se estes assentamentos a ocorrer nos edifícios vizinhos. Outro efeito da presença de água nas fundações relaciona-se com a ocorrência de infiltrações de água da chuva ou proveniente de roturas de canalizações de água e esgoto. A água procura caminhos de escoamento, através de meios mais porosos e os regimes criados podem conduzir ao arrastamento dos finos do solo, criando-se assim situações favoráveis à ocorrência de assentamentos. Esta é uma situação frequente e especialmente grave quando se trata de infiltrações e escoamentos de águas agressivas, juntando-se então aos efeitos físicos de arrastamento, efeitos químicos de reacção entre o solo e os componentes agressivos que a água apresente [2].

No caso das fundações indirectas por estacas de madeira, as anomalias mais comuns devem-se ao apodrecimento deste material, enquanto no caso das fundações directas (sapatas), ou semi-directas (poços), as deficiências mais frequentes estão relacionadas com o envelhecimento dos materiais que a constituem, assim como devido a alterações ocorridas na constituição das fundações provocadas pela passagem de águas subterrâneas [2].

2.4 Técnicas de reabilitação de paredes de edifícios antigos

As intervenções de conservação e reabilitação a realizar nos edifícios antigos devem respeitar os modelos de funcionamento originais, caso contrário pode-se provocar uma anomalia mais grave do que aquela que se pretende reparar. Assim, é essencial manter os materiais e soluções construtivas originais ou quando necessário, substituí-los por outros compatíveis, sempre que possível com características semelhantes à dos materiais e soluções pré-existentes [35].

De forma a diminuir as acções de reabilitação dos edifícios é de extrema importância ocorrer a manutenção e a conservação dos mesmos ao longo da sua vida. Se acções de limpeza, pequenas inspecções, reparações e pinturas forem realizadas é possível manter os edifícios sãos por um maior espaço de tempo. A prevenção das anomalias é sempre o melhor caminho, quer do ponto de vista da plena utilização dos edifícios, quer do ponto de vista da economia e, como tal, deve ser ensinada e incentivada [2].

Pode-se distinguir num projecto de reabilitação acções de reparação e acções de reforço. No caso da reparação inserem-se as acções correctivas das anomalias resultantes de danos estruturais ao longo do tempo e ausência de manutenção, enquanto no caso de acções de reforço ocorrem normalmente quando se pretende alterar a função de um edifício, com consequente aumento de cargas, como por exemplo a consolidação e reforço de fundações ou paredes [23].

A reabilitação estrutural deve ter em conta as seguintes condicionantes, que podem restringir a gama de soluções a utilizar [23]:

- respeitar as características específicas da solução construtiva, prevenindo o seu adequado comportamento face às acções mecânicas previstas;
- garantir a máxima compatibilidade (física, mecânica e química) possível entre os materiais existentes e os materiais “novos”;
- ter presente o principio da reversibilidade ou, pelo menos, da reparabilidade, entendido como a possibilidade, em certos limites, de se poder retroceder na intervenção, recolocando a construção numa situação novamente próxima do ponto de partida;
- realizar a mínima intervenção possível, no menor prazo de execução tecnicamente exequível, para atingir os objectivos definidos, de forma a minimizar o período de maior vulnerabilidade da construção.

Após a análise das diversas anomalias e das suas causas é importante proceder à intervenção mais adequada recorrendo para tal a técnicas de consolidação e reforço com o objectivo de repor a capacidade resistente inicial, aumentar a capacidade de carga ou limitar a deformação da estrutura [28].

A grande variedade de técnicas de intervenção permitem-nos distinguir dois grupos distintos: técnicas de intervenção quanto aos materiais e quanto aos efeitos.

Relativamente aos materiais existem as técnicas tradicionais, onde se empregam exclusivamente materiais e processos de construção originais e as técnicas modernas ou inovadoras, que procuram adequar soluções mais eficientes que as tradicionais através do uso de materiais e equipamentos tecnologicamente mais avançados.

Relativamente aos efeitos existem as técnicas de reforço passivo e activo. No reforço passivo os reforços apenas funcionam para cargas superiores às correspondentes ao estado de equilíbrio em que a estrutura se encontra ou para deformações diferidas posteriores. Os reforços activos pressupõem uma modificação das condições de carga com reacção imediata da estrutura (alteração do estado de equilíbrio e da deformabilidade). As soluções pré-esforçadas são um exemplo claro de reforços activos, embora pouco comuns em edifícios antigos [28].

Assim apresentam-se seguidamente algumas das principais técnicas de consolidação e reforço utilizadas presentemente na reabilitação de edifícios antigos:

- Injecções de caldas

Injecção por gravidade, injecção sobre pressão e injecção sobre vácuo.

- Confinamento transversal simples

pregagens costura, reticelo cimentado, conectores, pregagens e confinamento transversal contínuo.

- Desmonte e reconstrução

- Refechamento de juntas com argamassa

- Reboco armado

- Encamisamento

- Pré-Esforço

- Reforço com materiais compósitos

- Armaduras passivas

- Consolidação e reforço de fundações

2.4.1 Injecção de caldas

A técnica de consolidação de alvenarias por injeção, fig. 2.8, consiste na emissão de uma calda fluida em furos previamente efectuados nas paredes, com o objectivo de preencher cavidades existentes, sejam elas fissuras ou vazios interiores, alterando-se assim as características físicas e mecânicas das alvenarias, promovendo-se a melhoria das condições de ligação dos elementos, assim como a sua coesão. Estas caldas podem ser hidráulicas, ou nalguns casos à base de resinas orgânicas, no entanto em edifícios antigos devem ser preferidas caldas inorgânicas por motivos de compatibilidade com as argamassas existente [1, 28]. As caldas de cal aérea apresentam a necessária compatibilidade com as alvenarias antigas, no entanto, não possibilitam a cura eficaz em locais com fraco contacto com o dióxido de carbono, pelo que se recomenda a adição de pozolanas [1].

As caldas de injeção devem ser pouco retrácteis e fluidas para preencherem os vazios e fendas existentes. Estão difundidas diferentes tipos de soluções de injeção classificadas em função do processo utilizado, assim tem-se: injeção por gravidade, injeção sobre pressão e injeção sob vácuo [23, 27].



Exemplo de aplicação num edifício em Lisboa

Fig. 2.8 - Consolidação de paredes de alvenaria de pedra com caldas de injeção [23]

i) Injecção por gravidade

Destina-se a paredes fortemente degradadas e é realizada mediante emissão da calda através tubos de adução, inseridos nas fissuras ou cavidades da parede ou mediante utilização de seringas hipodérmicas actuando sobre tubos predispostos na parede [23, 28].

ii) Injecção sobre pressão

É frequentemente utilizada em alvenarias, mesmo nas degradadas, desde que suportem o impulso da pressão das injeções. A calda é injectada através de tubos introduzidos nas fendas ou com o auxílio de seringas, sobre os tubos previamente inseridos. Devem ser alvos de uma pré abordagem a distribuição e o número de furos, assim como a pressão de injeção a adoptar [23, 28].

iii) Injecção sob vácuo

Nesta solução a injeção da calda é feita pelos tubos inferiores enquanto ocorre a aspiração do ar nos tubos superiores, permitindo assim que esta se desloque de baixo para cima. É aconselhado no reforço de pequenos elementos arquitectónicos, ou de elementos de alguma forma removíveis (pináculos ou estátuas), com requisitos de caldas muito fluidas [23, 28].

2.4.2 Confinamento transversal simples

No confinamento transversal da alvenaria são normalmente utilizados elementos metálicos designados por conectores no caso de apresentarem comprimento igual à espessura da parede ou pregagens no caso de apresentarem comprimento inferior à espessura da parede a reforçar. O efeito de confinamento da alvenaria é conseguido através de chapas de ancoragem fixas nas extremidades dos conectores e das pregagens, em geral com o auxílio de porcas, que “apertam” as chapas contra a alvenaria (duas chapas por cada conector e uma por cada pregagem). Os conectores e as pregagens são introduzidos em furos abertos para o efeito, perpendiculares ao plano das paredes (no caso de conectores) ou inclinados (no caso das pregagens), e posteriormente selados com caldas de injeção adequadas [23].

O confinamento pode ser mais generalizado e servir também para melhorar a ligação entre paredes perpendiculares, tomando aí a designação de “pregagens - costura”. Em geral, esta solução é utilizada em conjunto com outras técnicas, como é o caso de rebocos armados, injeção de caldas ou refechamento de juntas.

Quando o confinamento transversal é realizado com a introdução de um conjunto reticulado de barras de aço inclinadas e depois injectadas com caldas de cimento é vulgarmente designado de “reticelo cimentato” [23].

Usualmente são utilizados varões de aço inox ou aço inoxidável na realização do confinamento através desta técnica.

Para constituir uma solução de reforço, a técnica de confinamento transversal, em todas as suas variantes, deve ser utilizada em conjunto com um reboco armado ou encamisamento.

i) Pregagens costura

As pregagens costura apresentam como principal objectivo assegurar uma melhor ligação entre paredes ortogonais, fig. 2.9. Normalmente são constituídas por tirantes curtos em aço, com protecção anti-corrosão, apresentando maior comprimento na ligação em cunhal de paredes, podendo atingir os quatro metros de comprimento até atingir o vão de janela ou de porta mais próximo [28].

Os sistemas mais recentes são constituídos por varões de aço inoxidável, inseridos em mangas de tecido de algodão onde é depositada a argamassa de selagem, facilitando a adaptação às irregularidades dos furos e evitando fugas de calda, evitando-se assim desperdícios de material, sobretudo nas paredes de maior espessura [28].

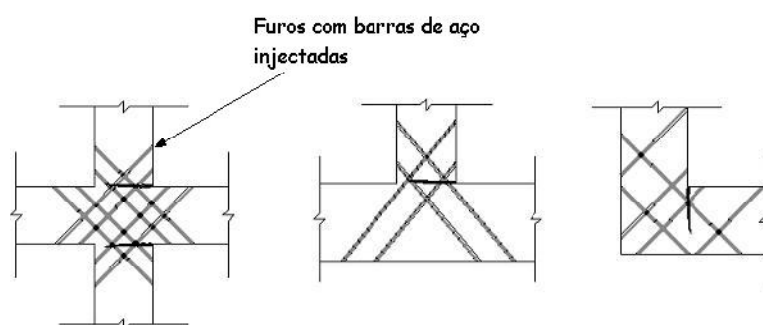


Fig. 2.9 - Esquema ilustrativo de pregagens costura [28]

ii) Reticolo cimentato

Esta solução pode modificar substancialmente as propriedades mecânicas da alvenaria, tornando-a num material com resistência à tracção e ao corte e aumentando significativamente a sua resistência à compressão.

Os reforços tradicionalmente em barras de aço, são dispostos em direcções cruzadas, formando uma imensa malha tridimensional no interior da alvenaria, fig. 2.10. A selagem dos orifícios de furação complementa o efeito das pregagens, ao preencher os vazios da alvenaria adjacentes aos furos [27].

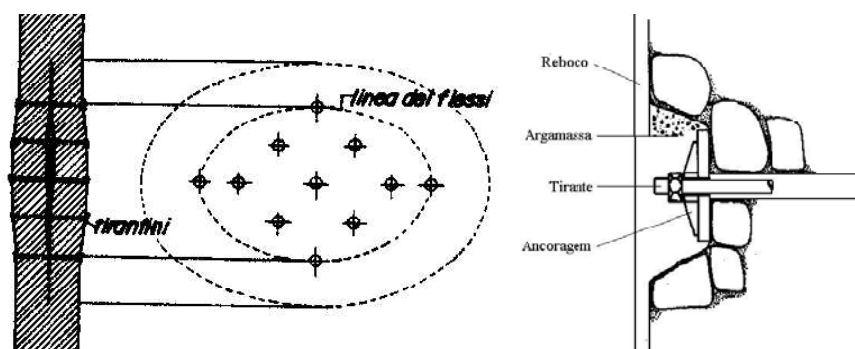


Fig. 2.10 - Esquema ilustrativo de alvenaria reforçada com reticulado cimentado [2]

iii) Conectores

Abrangendo toda a secção da parede e em furos previamente abertos no plano perpendicular a esta, a introdução de conectores nas alvenarias surge com o objectivo de melhoria da capacidade resistente da parede, aumentando o seu confinamento. Sendo de especial importância em paredes que apresentem várias folhas, reduzem-se as possibilidades de instabilização por acção de cargas verticais e controla-se o possível abaulamento por compressão.

Os conectores são constituídos por elementos metálicos, que são introduzidas em furos, previamente realizados na parede, e posteriormente fixos à alvenaria através de caldas de injeção, fig. 2.11. Para a sua fixação, o conector é apertado por processos mecânicos, sendo a distribuição de tensões que se verifica no aperto feita através de placas metálicas que são colocadas em ambos os lados da alvenaria [20, 23].



Esquerda - confinamento da secção transversal; Direita - pormenor de ancoragem mecânica

Fig. 2.11 - Esquema ilustrativo de Conector [28]

iv) Pregagens

O reforço por pregagens consiste geralmente na introdução de elementos metálicos com tratamento anti-corrosivo, em furos previamente executados, podendo ser aplicado localmente ou generalizadamente a toda a estrutura a reforçar[32].

O efeito do confinamento da alvenaria é conseguido através de chapas de ancoragem fixas na extremidade das pregagens, normalmente com a ajuda de porcas que apertam as chapas contra a alvenaria.[23]

Usualmente, segue-se a selagem dos furos através da injeção de uma calda apropriada com vista a proteger as armaduras e melhorar a transmissão das tensões da parede para os varões por atrito.

Os furos são executados com equipamento adequado, podendo apresentar diferentes diâmetros e comprimentos, que dependem da zona da alvenaria a reforçar, da qual também resulta a distribuição e direcção dos furos [32].

v) Confinamento transversal contínuo

Esta técnica ainda pouco divulgada em Portugal, foi estudada por F. Pinho [23] e é objecto de análise na presente dissertação. Apresenta como principal característica o confinamento da alvenaria com elementos metálicos (fios ou fitas) que “cosেম” o elemento a reforçar, devendo ser complementado com a utilização de rebocos armados, fig. 2.12.

Esta solução estudada por F. Pinho será apresentada no capítulo III – *Trabalhos experimentais de referência* e, consistiu na passagem de fios de aço zincados em furos previamente abertos na alvenaria num processo contínuo, dando assim origem à “cosedura” da alvenaria.

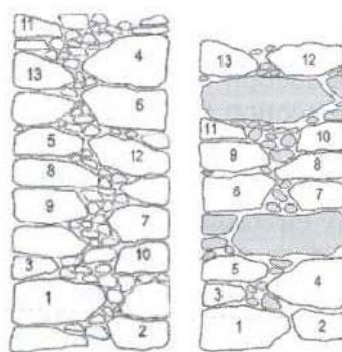


Fig. 2.12 - Foto ilustrativa de confinamento transversal contínuo [23]

2.4.3 Desmonte e reconstrução

Esta técnica consiste na substituição dos elementos (pedras) que se encontrem em pior estado de conservação por outras de melhor qualidade, melhorando assim com correcções pontuais a qualidade da parede, fig. 2.13. Devem utilizar-se argamassas com características semelhantes à existente e pouco retrácteis com vista à compatibilidade, normalmente trata-se de argamassas bastardas de cimento e areia.

A numeração indicada sobre as pedras numeradas na fig. 2.13 representa a localização das mesmas antes (à esquerda) e depois (à direita) da aplicação da técnica de desmonte e reconstrução.



Esquerda - antes; Direita - depois

Fig. 2.13 - Esquema ilustrativo de desmonte e reconstrução [28]

O desmonte e reconstrução deve obedecer aos seguintes requisitos: (i) o trabalho deve ser efectuado por troços; (ii) a alvenaria antiga que faz fronteira com a alvenaria nova deve ficar com os contornos irregulares para melhorar a ligação; (iii) antes da construção dum novo troço de alvenaria, a superfície da alvenaria deve ser limpa, preferencialmente com água corrente; (iv) toda a zona intervencionada requer o escoramento prévio, o qual deve ser mantido até à sua nova entrada em carga [23].

2.4.4 Refechamento de juntas com argamassa

A técnica de refechamento de juntas com argamassa, fig. 2.14, consiste na remoção parcial e substituição da argamassa degradada por outra de melhores propriedades (físicas e mecânicas) conferindo assim melhorias da protecção das faces das paredes e das condições de estanquidade à água. Aplica-se em caso de degradação das juntas de argamassa.

A escolha da argamassa de refechamento é função da finalidade da intervenção e das condições de compatibilidade com o material existente.

Uma variante do refechamento das juntas, só exequível em paredes de junta regular, é a sua combinação com a disposição de armadura nas juntas. Esta solução, se combinada com pregagens transversais melhora o comportamento em serviço das estruturas com incrementos da resistência última, mesmo em casos com elevados estados de compressão [23, 27].

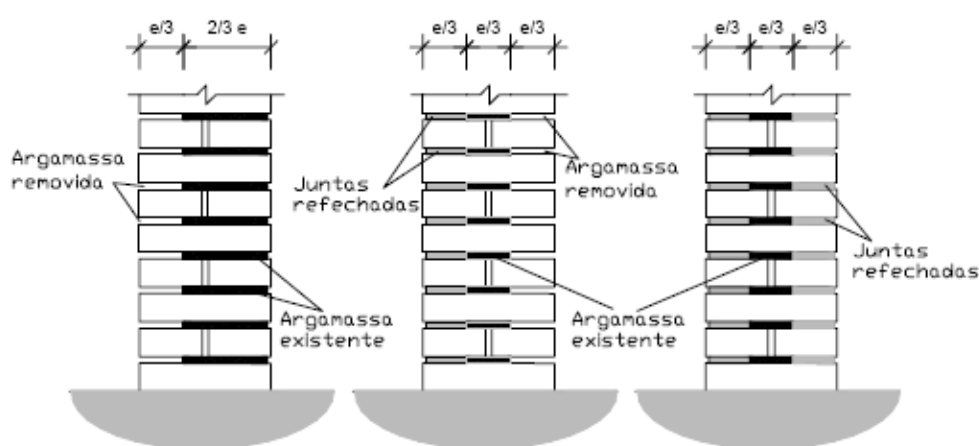


Fig. 2.14 - Esquema ilustrativo do refechamento das juntas em ambas as faces da parede [28]

2.4.5 Reboco armado

A técnica de reboco armado consiste na colocação de uma armadura de reforço, nomeadamente malha electrossoldada, rede de fibra de vidro, etc., fixada à parede, por pregagens e preferencialmente conectores sobre os quais é aplicada uma argamassa de revestimento à base de ligantes aéreos e hidráulicos, fig. 2.15. Se possível devem ser aplicados em ambas as faces das paredes e ligados por conectores de forma a minimizar a desagregação da alvenaria.

Aplica-se em caso de danos nas paredes, muitas vezes sob a forma de fissuras, por acções correntes: variações uniformes de temperatura; sismos de fraca intensidade; acentuada degradação superficial [23, 27].

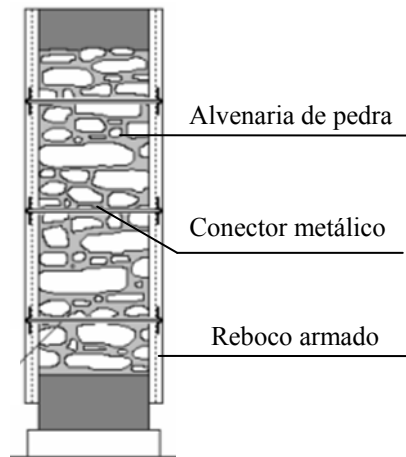


Fig. 2.15 - Esquema ilustrativo de reboco armado num modelo experimental [23]

2.4.6 Encamisamento

A técnica de encamisamento consiste na aplicação de uma camada de recobrimento em betão armado com espessura na ordem dos 10cm, reforçada com malha de aço, fixa à parede através de pregagens, num processo semelhante ao dos rebocos armados, fig. 2.16. Obtém-se um revestimento de maior espessura que um reboco convencional e com características mecânicas superiores às que se verificam nos rebocos armados, sobretudo ao corte. Esta técnica aplica-se no reforço de alvenarias “pobres”, muito irregulares, com mistura de diferentes materiais ou restos de materiais, argamassas muito deterioradas e fraca ligação dos materiais [23, 27].



Fig. 2.16 - Fotos ilustrativas de encamisamento

2.4.7 Pré-esforço

A técnica de pré-esforço consiste na colocação de varões metálicos traccionados, de forma a introduzir na estrutura um novo sistema de forças, fig. 2.17. O uso do pré-esforço permite aumentar a resistência mecânica e a ductilidade da alvenaria e, aplicada com tensões relativamente baixas permite compensar em zonas críticas, a deficiência das estruturas de alvenaria a esforços de tracção, sendo possível um maior controlo da deformabilidade e da fendilhação [23, 27].

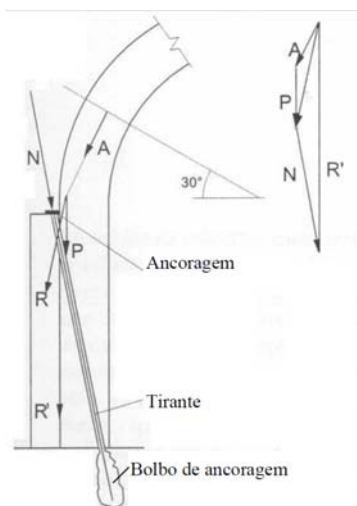


Fig. 2.17 - Esquema ilustrativo de pré-esforço interno utilizado na compensação do impulso de arcos em alvenaria [27]

2.4.8 Reforço com materiais compósitos

A técnica de reforço com materiais compósitos consiste na aplicação de materiais poliméricos reforçados com fibras de vidro ou de carbono coladas ao suporte com resinas de elevado desempenho, fig. 2.18. A sua aplicabilidade em paredes de alvenaria de pedra encontra-se condicionada pelo facto de haver dificuldades na aderência das fibras às paredes devido à irregularidade superficial das mesmas [23, 27].



Fig. 2.18 - Aplicação de faixa de material compósito [20]

Um estudo realizado por E. Juhásová *et al* [17] revelou os progressos obtidos no comportamento global de uma estrutura de alvenaria de pedra modelo, reforçada com uma rede de polímeros colocados nas juntas horizontais, à qual após sofrer alguns danos foi reparada pelo exterior com a colocação de uma rede de polímero com parafusos especiais. O ensaio foi realizado sobre uma mesa de vibratória no LNEC e revelou que a estrutura inicialmente com um comportamento frágil, após a colocação de uma rede de polímeros nas juntas horizontais apresentou um comportamento bastante flexível, tendo sido verificado um óptimo comportamento sísmico no ensaio após a reparação [17].

2.4.9 Armaduras passivas

Os reforços passivos apenas actuam na eventualidade de um sismo ou assentamentos diferenciais e não necessitam do fornecimento de energia para o seu funcionamento [4].

A ligação entre paredes de fachadas paralelas, através de varões metálicos ou do vigamento dos pavimentos, quando se encontra perpendicular às paredes a ligar, constitui uma excelente forma de redução de danos nos edifícios no caso da ocorrência de sismos ou assentamentos diferenciais das fundações [23]. Estas ligações não devem introduzir tensões adicionais nos pontos de fixação à alvenaria, devendo para tal ser ajustadas mas não traccionadas, uma vez que as tensões tenderiam a libertar-se no caso de movimento do edifício, podendo provocar o esmagamento local da alvenaria [23].



Fig. 2.19 - Aplicação de tirantes ancorados pelo exterior [2]

2.4.10 Consolidação e reforço de fundações

A necessidade de intervenção no que diz respeito à consolidação e reforço de fundações está normalmente relacionada com [2]:

- alteração das condições do terreno de fundação, motivada por exemplo, por arrastamento de finos do solo, abaixamento do nível freático, descompressão do solo de fundação devida a escavações próximas, etc., traduzida essencialmente pela ocorrência de assentamentos diferenciais resultando na fendilhação das paredes.
- aumento das solicitações dos edifícios, associado à alteração do seu uso e consequente aumento das sobrecargas, assim como intervenções em fundações vizinhas.
- insuficiente capacidade resistente das fundações, normalmente devido a reduzida espessura da mesma ou ao facto de estar fundada muito superficialmente, traduzindo-se em assentamentos e consequente fendilhação no edifício.

Assim é possível actuar de três formas distintas [2]:

- sobre o terreno de fundação, melhorando as suas características, eliminando as causas dos assentamentos.
- sobre as fundações, melhorando as suas características de resistência, reduzindo as pressões transmitidas ao solo por alargamento da superfície de contacto sapata - solo, ou procurando camadas mais profundas do terreno, por exemplo, à custa de recalçamentos, fig. 2.19.
- sobre o edifício, reduzindo ou transferindo cargas, actuando directamente nas cargas ou na estrutura do edifício, por exemplo, aumentando a rigidez de determinadas zonas, criando ligações estruturais suplementares, aligeirando elementos de compartimentação e de revestimento, etc.

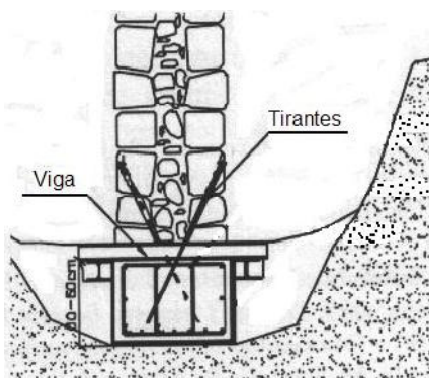


Fig. 2.20 - Esquema de execução de viga de fundação sobre parede de alvenaria [20]

TRABALHOS EXPERIMENTAIS DE REFERÊNCIA

3.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados a título indicativo alguns dos trabalhos de investigação que têm sido realizados nos últimos anos a paredes de alvenaria, sendo que a maioria apresenta soluções de reforço.

Estes trabalhos dão uma indicação do tipo de modelos experimentais e sistemas de ensaios utilizados presentemente, assim como uma ordem de grandeza dos resultados obtidos nos mesmos.

Interessa mencionar o carácter pedagógico que os seguintes trabalhos apresentam na opção dos vários procedimentos tomados no decorrer deste trabalho.

Na tabela 3.1 identificam-se os trabalhos experimentais analisados e seguidamente apresentados.

Tabela 3.1 - Trabalhos experimentais analisados

	Unidade de investigação	Trabalho
Nacionais	Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade Nova de Lisboa	Paredes de alvenaria ordinária - Estudo experimental com modelos simples e reforçados [23]
	Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa	Caracterização mecânica de paredes resistentes em alvenaria de pedra através de ensaios não destrutivos [5]
	Universidade de Aveiro	Caracterização do comportamento estrutural de paredes de alvenaria de adobe [34]
	Universidade do Minho	Análise Experimental de paredes de alvenaria de betão leve sob acções cíclicas no plano [11]
		Comportamento experimental de paredes de alvenaria de panos múltiplos [22]
Internacionais	Universidad del País Vasco	Experimental and numerical analysis of stone masonry walls strengthened with advanced composite materials [9]
	Università di Padova	Behavior and modeling of strengthened three-leaf stone masonry walls [33]
	Basilicata University, Potenza	New technologies for the structural rehabilitation of masonry constructions: concept, experimental validation and application of the CAM system [8]
	University Patras	Masonry confinement with fiber-reinforced polymers [19]
	University of Engineering and Technology, Lahore	Technique for strengthening of masonry wall panels using steel strips [10]

3.2 Trabalhos experimentais

O principal trabalho de referência desta dissertação, no âmbito das paredes de alvenaria de pedra foi realizado por F. Pinho [23], na sua tese de doutoramento pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

O presente trabalho desenvolve uma das soluções de reforço de paredes de alvenaria de pedra estudada naquela tese, que teve como objectivo a análise comparativa de diferentes soluções de reforço de paredes de alvenaria de pedra tradicional.

Foram construídos 62 modelos experimentais (muretes) de alvenaria de pedra: 42 com $0,80\text{m} \times 0,40\text{m} \times 1,20\text{m}$ de largura, comprimento e altura respectivamente (designados por muretes pequenos) e 20 com $1,20\text{m} \times 0,40\text{m} \times 1,20\text{m}$ (designados por muretes grandes), fig. 3.1.



Fig. 3.1 - Representação dos muretes simples do trabalho de F. Pinho [23]

Foram realizados ensaios de compressão simples e de compressão-corte para avaliar a eficácia das diversas soluções de reforço, constituídas entre outros, por rebocos armados com diversas armaduras, com e sem conectores de confinamento.

Os muretes eram constituídos por alvenaria de pedra tradicional assente por uma argamassa de cal aérea e areia ao traço 1:3 (areia do rio e de areeiro em partes iguais). A argamassa ocupava cerca de 25% do volume de cada murete.

Apesar de na tese de F. Pinho terem sido realizados ensaios de compressão axial e compressão-corte, em seguida apresentam-se os ensaios de compressão axial sobre os muretes simples (de referência) e duas soluções de reforço, designadas naquela tese [23] por *solução de reforço I* e *solução de reforço IV*, fig. 3.2 e fig. 3.4.

Servindo os resultados de referência ao presente trabalho, estes serão apresentados no capítulo VII - *Análise e discussão dos resultados*.

A campanha experimental iniciou-se com os ensaios de compressão axial realizados sobre os muretes simples (M43, M21, e M32 segundo a sua designação original) que serviram de referência a outras soluções de muretes reforçados.

Com a *Solução de Reforço I – Conectores metálicos transversais*, estudou-se o comportamento à compressão axial de três muretes com dimensões médias de 0,40m de largura; 0,80m de comprimento e 1,20m de altura.

Esta solução de reforço baseia-se na utilização de conectores transversais isolados, constituídos por varão roscado de aço galvanizado, cuja distribuição dos conectores se apresenta em forma de quincôncio, com afastamentos entre si de 0,40m, nas direcções horizontal e vertical, fig. 3.2.

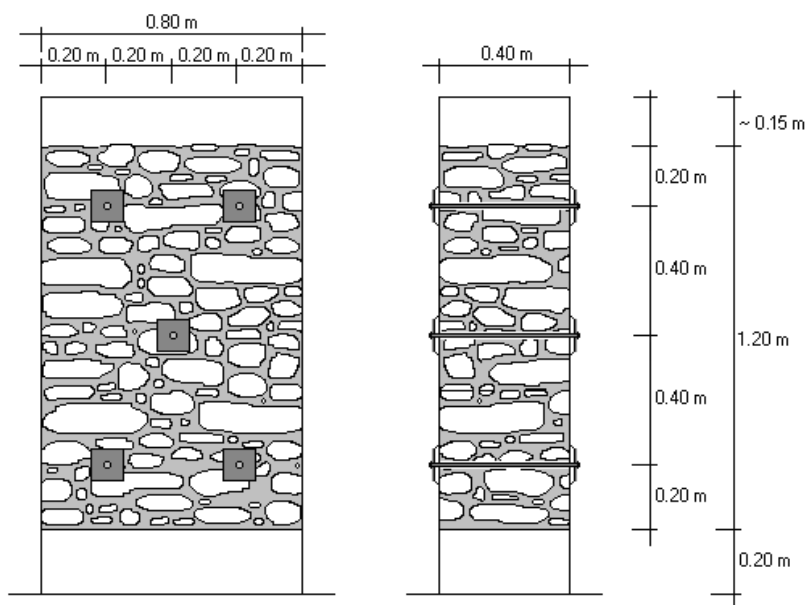
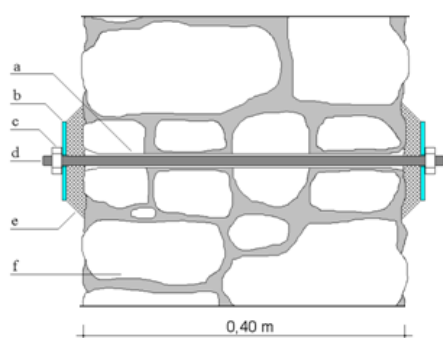


Fig. 3.2 - Esquema ilustrativo do reforço utilizado na solução de reforço I de F. Pinho [23]

Para a colocação dos conectores foi realizada a furação dos muretes com uma broca de 16mm de diâmetro e 50cm de comprimento. Cada conector metálico era constituído por um varão roscado, M12, com 50cm de comprimento, ligando as duas faces do muro através de chapas metálicas com dimensão de $100 \times 100 \text{ mm}^2$ e espessura de 5mm, “apertadas” com porcas nas duas extremidades dos varões, fig. 3.3.

Nesta série de muretes (M41, M44, M28) pretendia-se avaliar a influência do confinamento transversal “simples” no comportamento mecânico dos muretes.



PORMENOR TIPO

- a – furo com diâmetro de 16mm, injectado com calda de injeção de “micro-argamassa” pozolânica
- b – chapa metálica de 100×100 mm², com espessura de 5mm, e com um furo central de 14mm de diâmetro
- c – porca M12
- d – varão roscado M12, de aço galvanizado
- e – camada de argamassa de cimento e areia, para assentamento da chapa metálica na alvenaria (traço 1:3)
- f – murete de alvenaria ordinária

Fig. 3.3 - Representação do pormenor da colocação do conector [23]

A solução de reforço IV – *muretes reforçados com reboco de argamassa bastarda, armado com rede de fibra de vidro e confinamento transversal com apoio na base*, consistiu no confinamento transversal contínuo (passagem de 4 fios de aço por cada furo de 16mm de diâmetro num total de 5 furos por murete “pequeno”), perfazendo uma área de aço de 50,24 mm², complementado com um reboco armado com fibra de vidro, fig. 3.4.

Os fios foram dobrados à saída de cada furo voltando imediatamente a entrar num dos furos mais próximos, num processo contínuo, dando origem à “cosedura” da alvenaria.

O reboco em argamassa bastarda com 3cm de espessura média, ao traço volumétrico de 1:1:6 (cimento: cal aérea: areia, sendo areia do rio e de areeiro em partes iguais), aplicado manualmente em duas camadas com cerca de 1,5cm cada e armado com rede dupla de fibra de vidro, com densidade de 120g/m². Após o reboco e deixando os respectivos negativos, os furos foram injectados com calda de cimento com uma relação água/cimento=0,4.

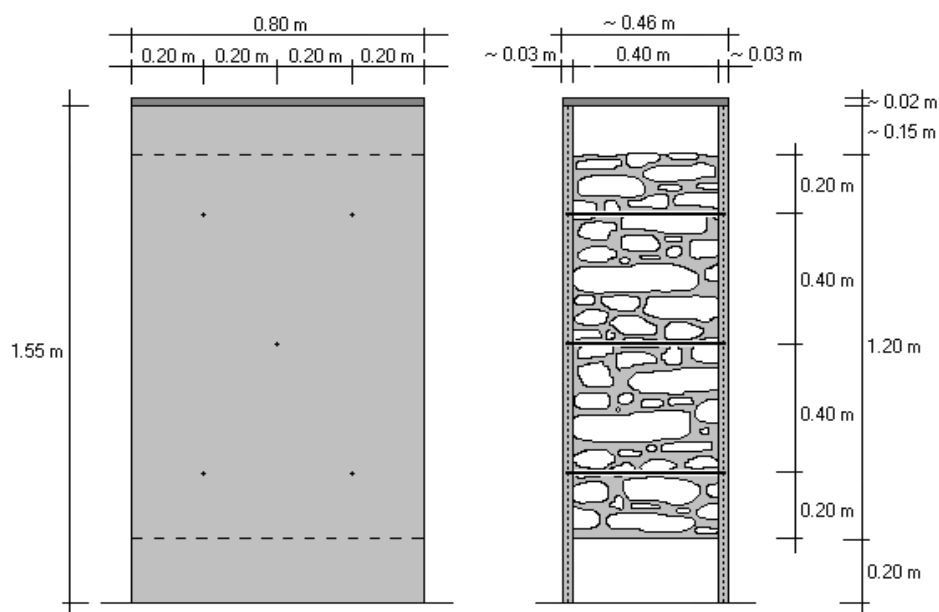


Fig. 3.4 - Esquema ilustrativo do reforço utilizado na solução de reforço IV de F. Pinho [23]

No Instituto Superior Técnico foi realizado no âmbito da uma dissertação de mestrado [5], um ensaio experimental por J. Carvalho em duas paredes de alvenaria, uma de argamassa de cal hidráulica e a outra de argamassa de cal aérea, com o objectivo de determinar o módulo de elasticidade e a resistência à compressão das respectivas paredes.

Para o ensaio da parede com argamassa de cal aérea foram construídas paredes de alvenaria de pedra com juntas em argamassa de cal aérea, apresentando dimensões de $60 \times 40 \times 80 \text{ cm}^3$ de comprimento, largura e altura respectivamente, fig. 3.5.



Fig. 3.5 - Modelo experimental do trabalho de J. Carvalho [5]

A argamassa de cal e areia apresentou uma resistência à compressão de 0,63MPa em provetes prismáticos e de 0,40MPa em provetes cilíndricos aos 195 dias, assim como os provetes cúbicos de lioz com 100mm de aresta apresentaram uma tensão de rotura média de 48MPa.

Previamente foi feita uma estimativa para valor da força e da tensão de rotura aproximada, tendo-se obtido um valor de 900KN e 5,6MPa respectivamente com base em considerações teóricas.

Realizaram-se três etapas de 150KN no carregamento da parede, correspondentes no total a 50% da força de rotura estimada, tendo sido aplicada uma força uniforme progressiva de 1KN/s.

No final da terceira etapa os autores levaram a parede até à rotura, para uma força aplicada de 397KN, correspondendo a uma tensão última de 2,48MPa, fig. 3.6.

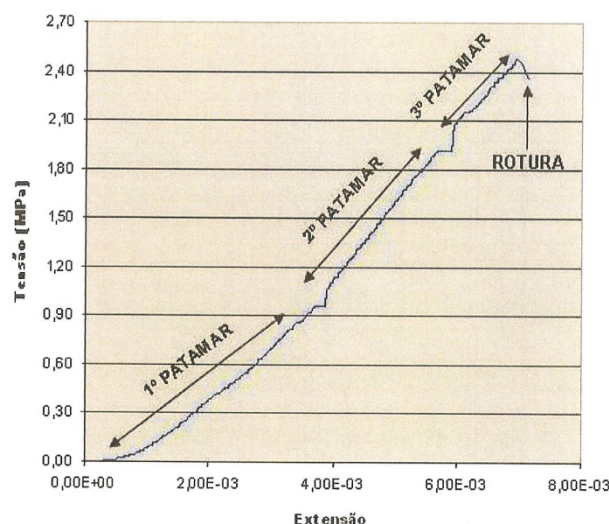


Fig. 3.6 - Diagrama tensão - extensão obtido no trabalho de J. Carvalho [5]

Na Universidade de Aveiro foi realizada uma caracterização do comportamento estrutural de paredes de alvenaria de adobe por H. Varum, A. Costa, H. Pereira, J. Almeida e H. Rodrigues [34].

Neste trabalho foi estudado em laboratório e “in situ” a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos blocos de adobe utilizados na construção de uma parede de alvenaria de blocos de adobe, assim como se procedeu ao ensaio de corte da parede.

Para o ensaio de laboratório foram realizados alguns ensaios de caracterização granulométrica e mecânica, assim como ensaios de ultra-sons, em carotes com diâmetro entre os 70 e os 90mm de forma a conhecer melhor a matéria-prima da região.

Com blocos de adobe recolhidos em construções existentes na região de Aveiro e com uma argamassa produzida com características semelhantes às usadas tradicionalmente em edificações de adobe, foi construída uma parede com 1,08m×1,02m×0,85m de altura, largura e espessura respectivamente.

Estes blocos de adobe apresentavam segundo os ensaios, uma resistência à compressão de 1,10MPa e um módulo de elasticidade de 147,3MPa.

Foram realizados ensaios cíclicos semi-destrutivos sobre a parede, fig. 3.7, à qual se aplicou uma carga vertical de 2,86kN e foram impostas forças horizontais no plano da parede, em ciclos de amplitude crescente até ao colapso da parede e mediram-se os deslocamentos.



Fig. 3.7 - Dispositivo de ensaio cíclico da parede do trabalho de H. Varum *et al* [34]

Para forças aplicadas inferiores à cedência, aproximadamente 3kN, verificou-se que a deformação no topo da parede é relativamente contida, observando-se que ultrapassando este valor as deformações crescem consideravelmente, fig. 3.8.

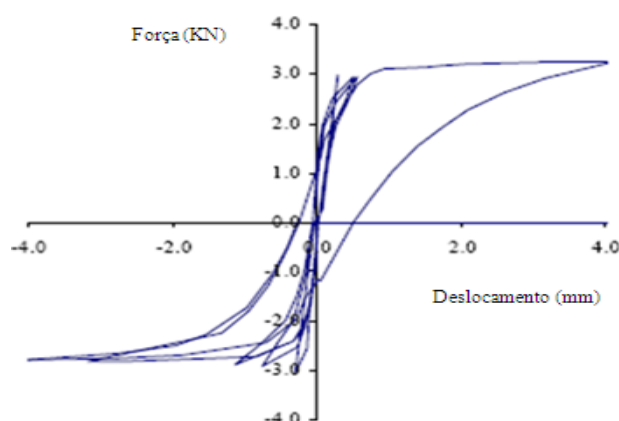


Fig. 3.8 - Diagrama força - deslocamento da parede do trabalho de H. Varum *et al* [34]

Um trabalho de referência realizado na Universidade do Minho por J. Gouveia e P. Lourenço [11] diz respeito à análise experimental de paredes de alvenaria de blocos de betão leve.

Foram construídas paredes de alvenaria simples, armadas e confinadas, à escala 1:2, sendo avaliado o efeito da utilização de armadura de junta horizontal, com dimensões na ordem dos 14,3cm de espessura, 100cm de largura e 110cm de altura. Para tal foram utilizados blocos de betão leve do tipo “isolbloco” com dimensões nominais de $200 \times 143 \times 200 \text{ mm}^3$, especialmente concebidos para o efeito apresentando metade das dimensões do bloco comum, fig. 3.9.

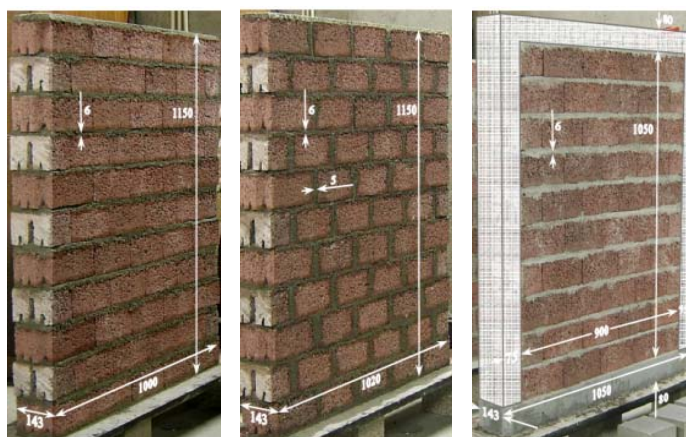


Fig. 3.9 - Foto das paredes realizadas por J. Gouveia e P. Lourenço [11]

Foi utilizada uma argamassa pré-doseada de 10MPa de resistência à compressão e os blocos apresentaram resistências de 5,7MPa nos ensaios de compressão. Os elementos de betão das paredes de alvenaria confinada foram executados com um betão de 31,5MPa de acordo com ensaios realizados em cubos e foram utilizadas armaduras com tensão de cedência $f_{yk}=400\text{MPa}$. No caso das paredes de alvenaria armada foi usada uma armadura de junta, treliçada, com dois varões longitudinais com 5mm de diâmetro ($f_{yk}=550\text{MPa}$) espaçados a 100mm.

O ensaio consistiu na imposição de uma carga vertical de 350KN sobre as paredes a uma acção horizontal cíclica de 250KN. Primeiramente, foram realizados ensaios de determinação do módulo de elasticidade e do coeficiente de poisson com recurso a um sistema de ensaio equipado com LVDT (aparelho que regista a evolução dos valores dos deslocamentos induzidos, representativos do comportamento das paredes), fig. 3.10.

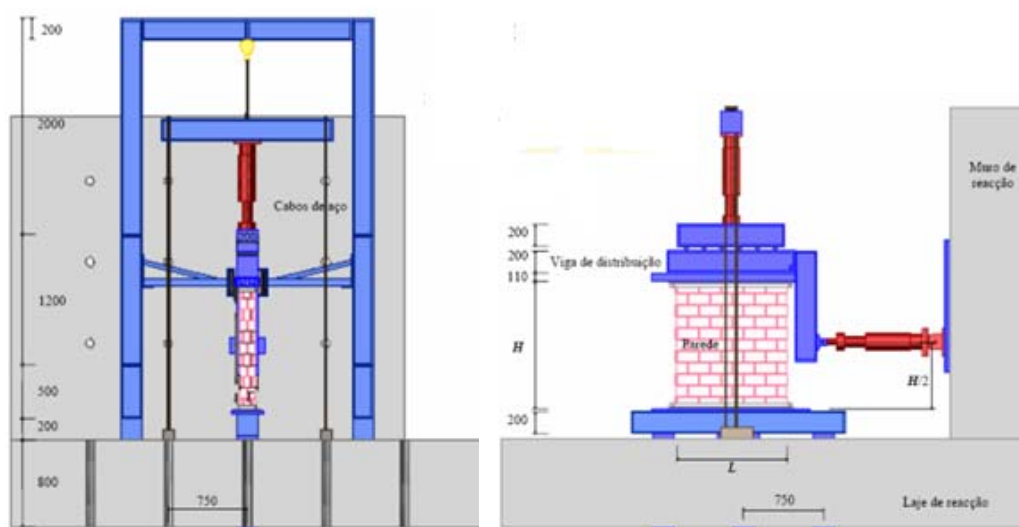


Fig. 3.10 - Esquema do sistema de ensaio realizado por J. Gouveia e P. Lourenço [11]

Os ensaios de corte foram realizados para níveis de compressão constantes de 0,90MPa, equivalentes aos níveis de tensão a que usualmente as paredes estão sujeitas no seu período de utilização.

A acção horizontal foi induzida à parede com controlo de deslocamentos a velocidade constante de 0,60µmm/s. Para cada incremento de amplitude de deslocamentos horizontais foram programados dois ciclos de deslocamento por amplitude para avaliação da resistência e do nível de degradação de rigidez. Obtiveram-se modos de fendilhação e rotura distintos nas paredes ensaiadas de alvenaria simples e confinadas, tabela 3.2.

As paredes de alvenaria confinada apresentaram um comportamento mais dúctil e com valores de resistência ao corte superiores comparativamente a soluções em alvenaria simples.

A ductilidade e a deterioração das paredes armadas com armadura de junta são bastante superiores comparativamente com as paredes não armadas, assim como se verifica um aumento da resistência ao corte da alvenaria com a colocação de armaduras de junta em paredes de alvenaria.

Tabela 3.2 - Resultados ensaios de corte realizada por J. Gouveia e P. Lourenço [11]

Grupos de paredes	Força de corte máxima [KN]	Deslocamento teórico elástico linear [mm]	Força teórica máxima de corte [KN]	Deslocamento teórico máximo [mm]
Simples de junta vertical não preenchida e sem armadura de junta horizontal	80,94	0,86	60,49	4,83
Simples de junta vertical preenchida e sem armadura de junta horizontal	88,85	0,82	63,31	5,26
Simples de junta vertical não preenchida e com armadura de junta horizontal	93,11	1,32	70,75	7,26
Simples de junta vertical não preenchida e sem armadura de junta horizontal	95,02	0,95	69,12	6,93
Simples de junta vertical não preenchida e com armadura de junta horizontal	11,73	1,51	79,53	9,68
Simples de junta vertical não preenchida com armadura de junta horizontal ancorada	121,75	1,61	94,54	10,12

Outro trabalho também proveniente da Universidade do Minho realizado por D. Oliveira; P. Lourenço e R. Silva [22], trata o *comportamento experimental de paredes de alvenaria de panos múltiplos* com respectivo ensaio de compressão e determinação do módulo de elasticidade em paredes de alvenaria de pedra de três panos reforçadas e não reforçadas. Estes reforços consistem na ligação transversal dos panos através da aplicação de varões de fibra de vidro (GFRP) transversais às paredes, refechamento das juntas com inserção de varões de GFRP e combinação simultânea destas duas técnicas.

Os autores pretendiam caracterizar o comportamento de paredes de alvenaria de pedra de três panos quando sujeitas a um carregamento de compressão, em termos de parâmetros mecânicos (resistência à compressão e módulo de elasticidade), em termos de configuração do mecanismo de colapso e de alguns parâmetros mecânicos dos materiais constituintes das paredes simples e reforçadas com varões de GFRP.

Construíram-se paredes com 0,6m de comprimento; 0,3m de espessura e 1,1m de altura com três panos sem ligação entre eles, fig. 3.11, em que três paredes são simples e três são reforçadas com varões de GFRP.

Foram realizados ensaios mecânicos em seis cilindros de granito com 0,1m de diâmetro e 0,2m de altura, permitindo caracterizar este material utilizado na construção das paredes e obteve-se um valor médio de resistência à compressão de 52,2MPa e um valor médio de módulo de elasticidade 20,6GPa, assim como um coeficiente de Poisson médio de 0,24. Verificou-se um coeficiente de variação de 20% nos três parâmetros o que se considera bastante aceitável dada a natureza do material.



Fig. 3.11 - Modelos experimentais do trabalho realizado por D. Oliveira *et al* [22]

Foi realizada uma argamassa, usando uma razão areia/ligante 1:3 (ligante à base de pozolana e cal) e razão água/ligante de 0,8 (traço em peso). Foram realizados ensaios de compressão em provetes cúbicos desta argamassa com 50mm de aresta obtidos aquando da construção das paredes e obtiveram-se as resistências apresentadas na tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Resultados dos ensaios à argamassa no trabalho de D. Oliveira *et al* [22]

Idade [dias]	Resistência [MPa]
7	0,5
28	2,9
90	2,2

As paredes reforçadas apresentaram um acréscimo de resistência à compressão de 71% em relação às paredes simples, tabela 3.4.

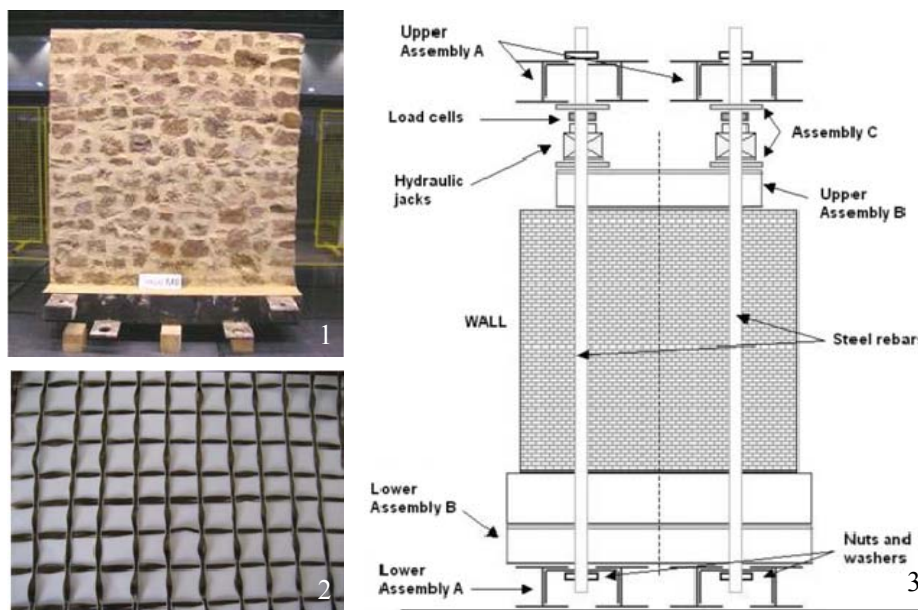
Tabela 3.4 - Resultados obtidos nas paredes no trabalho de D. Oliveira *et al* [22]

Tipo de parede	Valor médio de resistência à compressão [MPa]
Paredes Simples	1,8
Paredes reforçadas	3,1

Internacionalmente há diversas entidades a realizar ensaios a paredes. Em Espanha foi realizado por D. Estévez [9] no âmbito da sua tese de doutoramento uma análise experimental a paredes de alvenaria reforçada com materiais compósitos.

Foram construídas nove paredes com o objectivo de retratar as alvenarias de edifícios antigos, fig. 3.12. Estas paredes apresentavam 2m de comprimento; 0,3m de largura e 2m de altura e eram constituídas por três folhas distintas, uma das folhas externas de alvenaria “ashlar” - blocos pré-fabricados e a outra de alvenaria de blocos de entulho, enquanto que a folha interior resulta do enchimento com um material pobre.

Tratou-se do ensaio de nove paredes de alvenaria de pedra sob compressão excêntrica. As paredes apresentavam diferentes soluções de reforço que se exibem na tabela 3.5. A parede 1 serviu de referência na série de paredes com baixa densidade de pedras de ligação transversal entre folhas - seis unidades, não apresentando outro reforço adicional, enquanto que a parede 6 serviu de referência na série de paredes com maior densidade de pedras de ligação transversal entre folhas - quinze unidades, resultando numa melhor conexão entre folhas.



1 - vista de frente da parede; 2 - TRM - reforço da parede com fibra de basalto; 3 - esquema ilustrativo do sistema de ensaio

Fig. 3.12 - Trabalho realizado por D. Estévez [9]

Na tabela 3.5 são apresentadas as soluções de reforço utilizadas em cada parede e os respectivos resultados obtidos. A solução apelidada TRM consiste num tecido de fibras de basalto colocado na argamassa da face da alvenaria de blocos de entulho enquanto que FRP representa as barras transversais de polímeros reforçados com fibras, de carbono ou de aramida, com o objectivo de aumentar a ligação entre panos.

Tabela 3.5 - Soluções de reforço e resultados obtidos nos ensaios realizados por D. Estévez [9]

	Sistema de Reforço		Resultados	
	TRM - número de camadas	FRP - barras transversais	Força máxima [KN]	[%]
Parede 1	-	-	188	100
Parede 2	1	MI	242	129
Parede 3	2	MI	201	107
Parede 4	1	LI+MI	194	103
Parede 5	2	LI	188	100
Parede 6	-	-	216	100
Parede 7	1	MI	289	134
Parede 8	2	MI	216	100
Parede 9	1	LI	188	87

LI - Seis barras transversais de CFRP com 7,5mm de diâmetro a atravessar a parede, sendo estas colocadas nas juntas de argamassa, com um comprimento de aderência de 20mm nos blocos “ashlar”.

MI - Cinco barras transversais de AFRP a atravessar a parede, sendo estas colocadas nas juntas de argamassa, com um comprimento de aderência de 90mm nos blocos “ashlar”.

Foi publicado em 2004 um artigo de M. Valuzzi, F. Porto e C. Modena [33] acerca do reforço e modelação de paredes de alvenaria de três folhas reforçadas.

As soluções de reforços utilizadas foram injeções, refecimento das juntas e conectores para ligar paredes com várias folhas. Será aqui apresentado a parte relativa ao ensaio de compressão utilizando reforço através de injeções por ser aquele que apresentou o aumento mais significativo da capacidade resistente das paredes.

Foram construídas paredes de alvenaria de três folhas com 0,80m de largura, 0,50m de espessura e 1,40m de altura, em que as folhas exteriores apresentavam pedras de calcário rugoso (com dimensão máxima de 25cm), argamassa (com espessura entre 10 a 40mm) e cerca de 18cm de espessura cada folha, enquanto que a parte central era constituída por argamassa e pedaços de pedra calcária, fig. 3.13. As paredes são caracterizadas por uma proporção de 68% de pedras, 17 a 22% de argamassa e 10 a 15% de vazios.

A pedra calcária utilizada apresentou uma resistência mecânica aproximada de 160MPa em provetes cúbicos de 71mm de aresta. A argamassa cujo ligante é cal hidráulica foi utilizada ao traço volumétrico de 1:3 (cal hidráulica: areia) e uma razão água/cal de 0,5. Realizaram-se provetes prismáticos de 40mm de base e 160mm de altura com esta argamassa que apresentou resistência à compressão de 1,57MPa e 1,64MPa aos 28 e 60 dias respectivamente.



Fig. 3.13 - Modelos experimentais do trabalho de M. Valuzzi *et al* [33]

O objectivo das injeções prendia-se com a necessidade de preencher os vazios do núcleo interno assim como melhorar a sua aderência aos panos exteriores.

As paredes ensaiadas à compressão sem qualquer tipo de reforço apresentaram valores variáveis. As paredes injectadas com dois grouts distintos, ambos à base de ligante hidráulico natural apresentam um incremento na ordem dos 40% em relação às paredes simples, tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Resultados obtidos no trabalho de M. Valuzzi *et al* [33]

Tipo de reforço	Resistência à compressão [MPa]
Paredes sem reforço	De 0,99 a 1,97
Paredes injectadas com dois grouts, ambos à base de ligante hidráulico natural	2,5

Em Itália foi realizado realizado por M. Dolce, A. Cacosso, F. Ponzo e R. Marnetto [8] um trabalho com algumas semelhanças com a presente dissertação, uma vez que utiliza o mesmo material para reforço de paredes, as fitas metálicas de aço inox.

Na realização desse trabalho experimental o principal objectivo consistiu em avaliar a melhoria de força e ductilidade em paredes e pilares de alvenaria de tijolo reforçados com fitas metálicas em inox. Foram então construídas 50 paredes com cerca de $90 \times 90 \times 12 \text{ cm}^3$ que foram sujeitas a ensaios de compressão diagonal e 20 pilares com cerca de $32 \times 32 \times 82 \text{ cm}^3$ para serem sujeitos a ensaios de compressão, utilizando argamassas de cimento, argamassas de cimento e cal e, argamassas de cal hidráulica.

Foram apenas ensaiadas até à publicação deste trabalho duas paredes utilizando argamassas de cimento e cal, de forma a configurar o sistema de ensaio e dar as primeiras indicações acerca da melhoria que se pode obter através desta solução de reforço. As paredes foram primeiramente levadas à rotura em ensaios monotónicos e só depois foram reforçadas com as fitas metálicas voltando a ser ensaiadas, sendo que, desta vez uma foi sujeita a ensaio monotónico e a outra a ensaio cíclico, fig. 3.14.



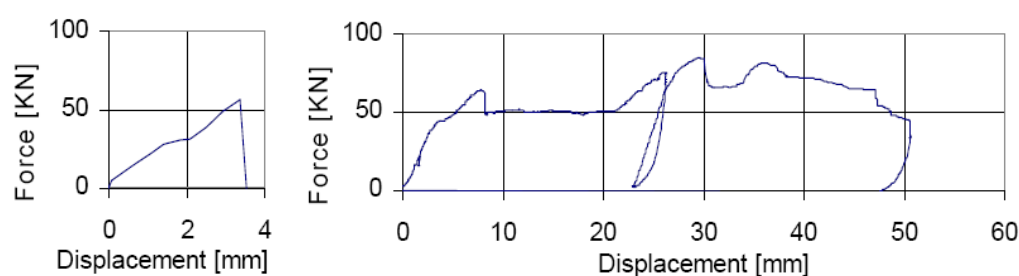
1 - rotura da parede sem reforço; 2,3 - rotura da mesma parede após reforço com fitas
Fig. 3.14 - Representação das paredes do trabalho realizado por M. Dolce *et al* [8]

Foram realizados quatro grupos de ciclos carga - descarga, com um deslocamento constante dentro do grupo e aumento do deslocamento do primeiro para o último grupo.

Isto foi feito pois os ciclos estabilizam quando o deslocamento é constante, com um mecanismo que não decai. Foi necessário aumentar a amplitude do deslocamento de um

grupo para o outro para obter condições de rotura. Nos dois últimos grupos de ciclos, onde a amplitude foi de 3 e 6mm respectivamente, o número de ciclos foi 72 e 84, o que comprova a alta resistência à fadiga de baixo ciclo das paredes reforçadas, tabela 3.7.

Os ganhos de força e ductilidade são evidentes. Uma percentagem considerável da força de rotura é mantida até deslocamentos na ordem dos 4 a 5cm, fig. 3.15.



Esquerda - sem reforço; Direita - com reforço;

Fig. 3.15 - Diagrama força diagonal - deslocamento do ensaio monotónico à parede M3B2 realizado por M. Dolce *et al* [8]

O deslocamento máximo obtido nas paredes reforçadas foi superior ao verificado nas paredes não reforçadas, o aumento da força máxima foi cerca de 50% num caso e de cerca de 15% no outro, a dissipação de energia foi cerca de 30 vezes maior quando ambos os testes foram monotónicos, enquanto que foi 60 vezes maior quando a parede reforçada esteve submetida ao ensaio cíclico, tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Resultados obtidos no ensaio de paredes realizado por M. Dolce *et al* [8]

	M3-B2; Sem Reforço	M3-B2; Reforçado	M3-B1; Sem reforço	M3-B1; reforçado
	Monotónico			Cíclico - (4 grupos)
Deslocamento máximo (mm)	3,4	50,7	3,9	2,3/3,7/10,3/45
Força máxima (KN)	56,4	58,07	80,6	93,0
Energia Dissipada (J)	103,3	3049,3	112,4	34+125+2300+3845 =6304
Número de ciclos	1	1	2	2, 12, 72, 84
Deslocamento do ciclo	-	-	-	1, 2, 3, 6

Na Grécia, Universidade de Patras foi realizado por T. Kreaikas e T. Triantafillou [19] um trabalho experimental de quatro séries de ensaios de compressão axial, num total de 42 modelos de alvenaria sujeitos a confinamento com polímeros de fibra (FRP) com o

objectivo de avaliar o aumento da capacidade resistente dos mesmos. Os modelos eram constituídos por tijolos com dimensões de 5,5cm de largura, 11,5cm de comprimento e 4cm de altura. Dentro de cada série os modelos foram revestidos com uma, duas ou três camadas de folhas unidireccionais de CFRP ou com cinco camadas das mesmas folhas, aplicadas através do uso de uma cola epoxídica.

Cada série apresentava uma configuração diferente, a primeira série com secção quadrada e cantos com raio de 10mm, a segunda série com secção quadrada e cantos com raio de 20mm, a terceira série com secção transversal à razão 1,5:1 e cantos com raio de 10mm, enquanto que a quarta série apresentava secção transversal à razão 2:1 e cantos com raio de 10mm. Os resultados obtidos são apresentados na tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Resultados obtidos no ensaio realizado por T. Krevaiakas e T. Triantafillou [19]

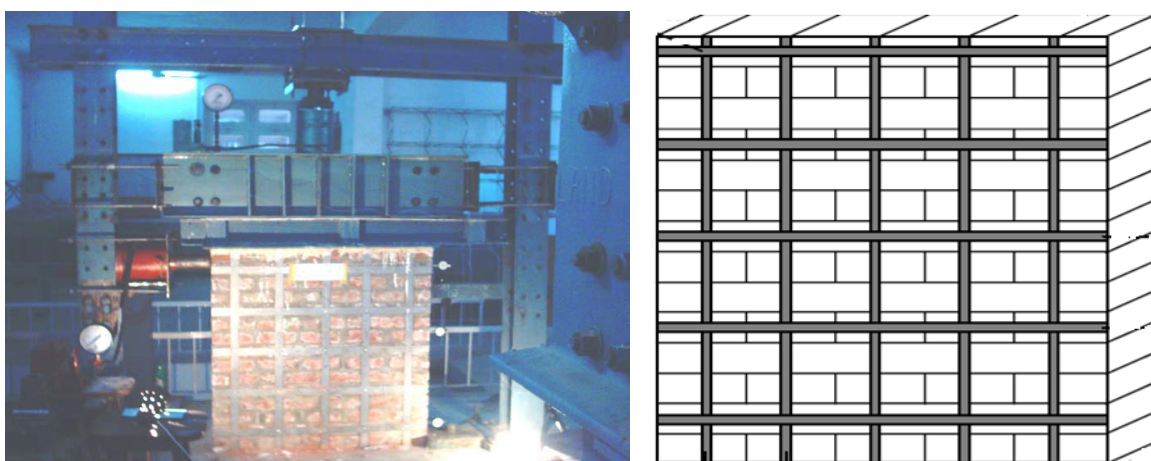
Série	Nº de camadas de CFRP	Nº de modelos ensaiados	Resistência à compressão [MPa]	Extensão última
1	0	3	12,07	0,0018
	1	3	13,63	0,0190
	2	2	16,92	0,0223
	3	3	25,42	0,0373
	5	2	40,00	0,0644
2	1	2	16,87	0,0255
	2	2	23,91	0,0375
	3	2	34,69	0,0529
	5	2	44,87	0,0623
3	0	3	6,65	0,0045
	2	3	11,90	0,0093
	3	3	17,29	0,0485
	5	3	24,37	0,0690
4	0	3	6,21	0,0044
	2	2	11,79	0,0102
	3	2	12,00	0,0340
	5	2	17,81	0,0644

Os autores concluíram com este estudo que o confinamento com CFRP aumenta significativamente a resistência e a deformabilidade da alvenaria quando sujeita a carga axial. A razão entre a resistência da alvenaria confinada pela alvenaria não confinada excedeu 3. O ganho da deformabilidade em relação ganho de força foi muito superior, uma vez que se atingiu uma razão máxima entre alvenaria confinada pela não confinada na ordem dos 30.

No continente Asiático, Paquistão, foram realizados ensaios a alvenarias, tendo sido publicados no “Asian Journal of Civil Engineering” e desenvolvido por S. Farooq e A. Ghaffar no Paquistão [10].

Este trabalho diz respeito ao ensaio à compressão axial e ao corte de paredes de alvenaria de tijolo, reforçadas com malhas de aço simples, duplas simples e duplas ligadas horizontalmente. Será aqui apresentado a parte relativa ao ensaio de compressão uma vez que é este que apresenta maior relevância no âmbito do presente trabalho.

Foram construídas quatro tipos de paredes num total de oito, com dimensões de aproximadas de 1,22m de largura, 1,22m de altura e 0,12m de espessura, apenas quatro delas se destinaram a ensaios de compressão: uma não apresenta reforço; uma é reforçada com malhas de aço simples; uma com malha de aço dupla e outra com malha de aço dupla e ligadas horizontalmente, fig. 3.16.



Esquerda - parede no sistema de ensaio; Direita - esquema da colocação das fitas de reforço
Fig. 3.16 - Representação das paredes com reforço ensaiadas por S. Farooq e A. Ghaffar [10]

A alvenaria de tijolo utilizada apresentou resistência à compressão de 11,1MPa¹⁾ e foi utilizada uma argamassa nas juntas ao traço 1:4 (cimento:areia) com uma relação água/cimento de 0,6.

Seguiu-se o reforço com fitas de aço galvanizado leve com 45mm de largura e 1,3mm de espessura, assim como uma resistência última de 303,4MPa¹⁾. No cruzamento das fitas verticais com as horizontais foi colocado um parafuso com 6mm de diâmetro para assegurar uma correcta fixação à parede.

1) No texto original este valor encontra-se em Psi, tendo sido convertido para MPa

A primeira parede ensaiada que não apresentava qualquer tipo de reforço apresentou uma rotura frágil, enquanto que a parede que apresentava malha de aço simples apenas de um lado foi a que apresentou melhor desempenho, tendo representado um acréscimo de resistência de 26,26% em relação à parede sem reforço, tabela 3.9.

Tabela 3.9 - Resultados obtidos em ensaios realizados por S. Farooq e A. Ghaffar [10]

Tipo de reforço da parede	Resistência à compressão [MPa] ¹⁾	Carga de colapso [toneladas]
Sem reforço	4,50	65
Com malha de aço simples apenas de um lado	-	72,8
Reforçada com malha de aço dupla	-	73,56
Reforçada com malha de aço dupla ligadas horizontalmente	-	82,06

1) No texto original este valor encontra-se em Psi, tendo sido convertido para MPa

PARTE II
TRABALHO EXPERIMENTAL

Capítulo IV

MODELOS EXPERIMENTAIS DE ALVENARIA DE PEDRA TRADICIONAL (MURETES)

5.1 Introdução

O murete ensaiado neste trabalho foi construído no âmbito da tese de doutoramento do orientador científico da presente dissertação [23].

A descrição dos materiais, processo construtivo e ensaios de materiais a seguir apresentados são provenientes desse mesmo trabalho.

Segue-se uma apresentação do processo construtivo dos modelos experimentais, assim como uma caracterização dos materiais utilizados na construção dos muretes “pequenos”, sendo que estes apresentam 0,40m de largura; 0,80m de comprimento e 1,20m de altura. Estas dimensões são as verificadas no murete M45 - ensaiado no âmbito do presente trabalho. Todos os materiais e tecnologias construtivas aplicadas tiveram como principal objectivo “retratar” o melhor possível as alvenarias existentes nos edifícios antigos.

A construção dos muretes decorreu junto ao Departamento de Engenharia Civil, da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa no âmbito do trabalho [23], em Julho de 2002.

Os muretes foram construídos sobre bases individuais de betão armado, com betão proveniente de uma central de betão pronto em Almada, tendo sido realizada uma base de 0,80×0,40 m², correspondente à planta do murete.

Como referido, o murete objecto de ensaio nesta dissertação é um dos 62 muretes construídos no âmbito desse mesmo trabalho e, trata-se do murete M45.

Na construção dos muretes foi utilizada pedra calcária, assente com argamassa de cal aérea hidratada e areia (de rio e de areeiro).

A pedra calcária e as areias utilizadas na construção dos muretes foram fornecidas por uma empresa da zona de Rio Maior, as pedras foram entregues com dimensão até 25cm e um outro lote de pedras maiores dimensões, as grandes foram posteriormente partidas de modo a apresentarem a espessura próxima da do murete para serem utilizadas como “perpianhos” e as outras com dimensões na ordem dos 10 a 20cm.

Foi utilizada cal aérea hidratada da marca Lusical.

5.2 Processo construtivo dos muretes

Uma vez definidos os materiais de construção dos muretes, a sua proporção foi estabelecida para a pedra medianamente regular, com cerca de 75% por unidade de volume de alvenaria, sendo os restantes 25% preenchidos por argamassa de assentamento.

Nos pontos seguintes descreve-se o processo construtivo dos muretes.

5.2.1 Argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento foi produzida ao traço volumétrico de uma parte de cal aérea hidratada para três partes de areia, repartidas igualmente por areia do rio e de areeiro, com a razão água/ligante de $2,4/2,0=1,2$.

A argamassa foi produzida numa misturadora (betoneira) eléctrica, com a seguinte ordem de entrada dos materiais: água, cal e areia.

5.2.2 Preparação da pedra

A pedra calcária apresentava uma dimensão máxima na ordem de $D=25\text{cm}$ e, embora apresentasse um aspecto limpo, foi lavada com água abundante para remoção de pó e outras impurezas.

Para o assentamento da alvenaria, a pedra era retirada do monte de modo a que a granulometria de cada “carregamento” fosse representativa do conjunto e seguidamente transportada em “carro-de-mão” para o local de construção dos muretes.

Tendo em vista a melhoria do travamento vertical da alvenaria do murete, preparou-se pedras com dimensão superior à dimensão da pedra de assentamento, perpianhos, nalguns casos com espessura próxima do murete. Estes elementos foram colocados a $1/3$ e $2/3$ da altura dos muretes ($0,40\text{m}$ e a $0,80\text{m}$ acima das bases de apoio, respectivamente).

5.2.3 Construção dos muretes

Os muretes foram construídos segundo técnicas tradicionais por uma equipa de operários com experiência em trabalhos de conservação e reabilitação, fig. 4.1.



Fig. 5.1 - Representação dos muretes em fase de construção e armazenamento [25]

A construção iniciou-se com a definição de “prumadas”, alinhamentos e outros trabalhos preparatórios, para garantir as dimensões pretendidas: $0,80\text{m} \times 0,40\text{m} \times 1,20\text{m}$.

Foi montado um sistema de sombreamento provisório tendo em vista a melhoria das condições de cura iniciais da argamassa de assentamento, no entanto este foi substituído por um “abrigo” coberto com um pé direito de $2,40\text{m}$. Este permitiu proteger os muretes da chuva e da incidência directa da luz solar, garantindo uma boa ventilação natural e as melhores condições possíveis para a sua cura.

5.2.4 Preparação dos muretes. Execução dos lintéis.

Cerca de dez meses após a sua construção, foram retirados os provetes do “abrigo” para realização dos lintéis em betão armado, necessário à distribuição da carga a aplicar sobre a alvenaria. Os lintéis armados com uma armadura (malha electro-soldada) apresentam altura de 15cm e área igual à do murete ($0,80\text{m} \times 0,40\text{m}$), fig. 4.2.

Posteriormente os muretes foram colocados no interior do abrigo para continuar a sua cura.



Fig. 5.2 - Representação dos muretes com lintel no interior do abrigo [23]

5.2.5 Caracterização dos materiais utilizados na construção do murete

Os materiais utilizados na construção dos muretes foram sujeitos a diversos ensaios de caracterização, tendo em vista o conhecimento de algumas das suas propriedades físicas, mecânicas e químicas. Esta caracterização foi efectuada a partir de amostras retiradas durante os trabalhos de construção dos muretes.

Características da pedra

As pedras apresentaram massa volúmica real de $2709,4\text{kg/m}^3$, massa volúmica aparente de $2490,6\text{kg/m}^3$ e porosidade aberta de 8,1%.

O índice volumétrico que avalia a forma (esfericidade) de uma partícula obtém-se através do quociente entre o volume e o volume da esfera de diâmetro igual à sua maior dimensão. Este índice varia entre 0 e 1 e o valor médio obtido foi de $IV_m=0,26$ incluindo as pedras de maiores dimensões.

Foram realizados ensaios para a determinação da resistência mecânica da pedra, tendo-se obtido o valor médio de 47,8MPa.

Na tabela 4.1 são apresentadas as características químicas da pedra.

Tabela 5.1 - Características químicas da pedra

Compostos		Valor médio [%]
Óxido de cálcio	CaO	54,91
Dióxido de silício	SiO_2	0,52
Trióxido de alumínio	Al_2O_3	0,46
Trióxido de Ferro	Fe_2O_3	0,12
Óxido de Magnésio	MgO	0,33
Óxido de potássio	K_2O	0,02
Perda ao fogo ⁽¹⁾	LOI	43,52

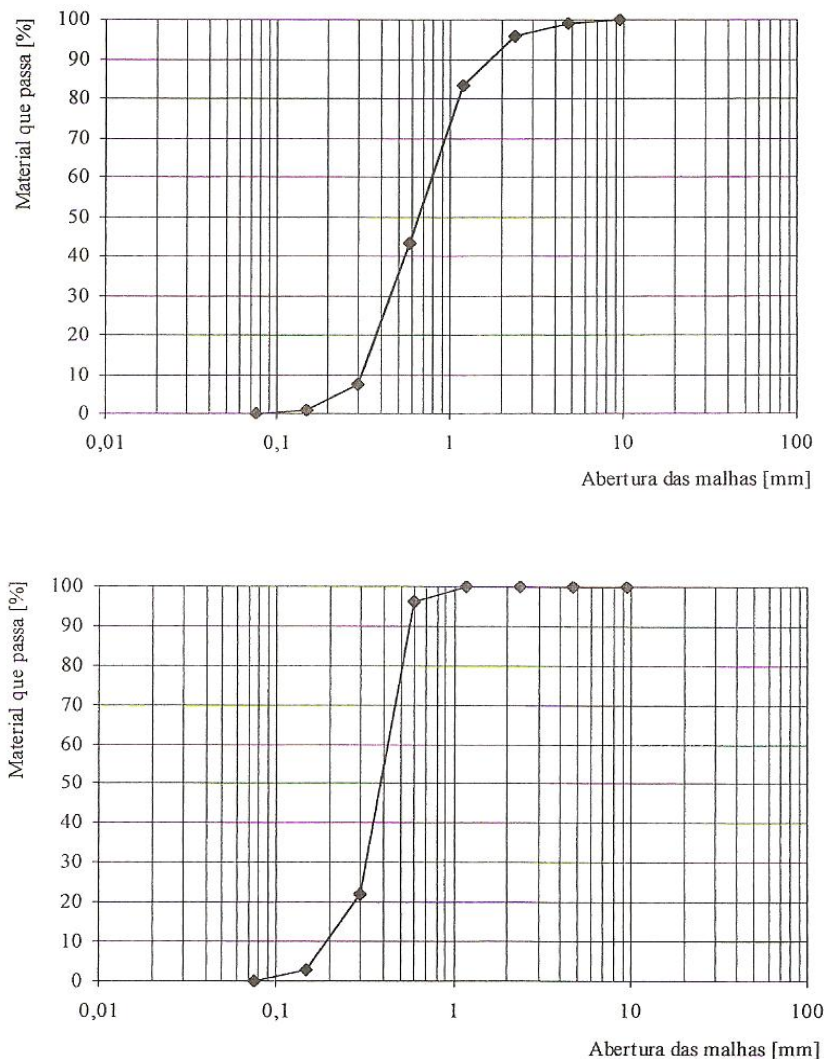
(1) – Em mufla, a 750°C, durante 40 minutos

Características das areias

Foram realizados ensaios de análise granulométrica, fig. 4.3, massa volúmica, baridade, volume de vazios e teor de partículas finas, tabela 4.2 e tabela 4.3.

No caso da areia do rio: máxima dimensão do agregado (D) = 2,38mm; mínima dimensão do agregado (d) = 0,149mm; módulo de finura (Mf) = 2,7

No caso da areia de areeiro: máxima dimensão do agregado (D) = 0,595mm; mínima dimensão do agregado (d) = 0,149mm; módulo de finura (Mf) = 1,8



Em cima - curva granulométrica da areia do rio; Em baixo - curva granulométrica da areia de areeiro
Fig. 5.3 - Curvas granulométricas das areias utilizadas na argamassa de assentamento [23]

Tabela 5.2 - Características físicas da areia

Características		Areia do Rio	Areia de areeiro
Massa Volúmica	a 60 ± 5 °C	2631,5kg/m ³	2647,5kg/m ³
	a 105 ± 5 °C	2624,9kg/m ³	2647,1kg/m ³
Baridade	a 60 ± 5 °C	1584,4kg/m ³	1527,3kg/m ³
	a 105 ± 5 °C	1584,2kg/m ³	1539,3kg/m ³
Volume de Vazios (a 105 ± 5 °C)		38,2%	39,5%
Teor de partículas finas (a 105 ± 5 °C)		1,2%	7,6%

Tabela 5.3 - Características químicas da areia

Composto		Valor médio [%]	
		Areia de rio	Areia de areeiro
Dióxido de silício	SiO ₂	98,0	87,8
Trióxido de alumínio	Al ₂ O ₃	1,70	7,34
Trióxido de Ferro	Fe ₂ O ₃	0,11	0,85
Óxido de Cálcio	CaO	0,18	0,17
Óxido de Magnésio	MgO	0,01	0,09
Óxido de potássio	K ₂ O	0,01	3,39

Características da cal aérea

Foram realizados ensaios de análise granulométrica e determinação da composição química, pela empresa que forneceu a cal (Lusical, SA), tabela 4.4 e tabela 4.5 [23].

Tabela 5.4 - Granulometria da cal aérea (valores médios em µm)

Análise	2	5	10	40	50	80	125	200	315	500	Diâmetro médio
Valor médio (retido) [%]	85,10	57,00	32,60	14,40	12,80	9,23	5,68	2,50	0,54	0,00	6,07

Tabela 5.5 - Composição química da cal aérea (valores médios)

Composto		Valor médio [%]	Produto
Óxido de cálcio	CaO	73,1	Cal viva
Óxido de magnésio	MgO	0,36	
Trióxido de ferro	Fe ₂ O ₃	0,090	
Trióxido de alumínio	Al ₂ O ₃	0,063	
Dióxido de silício	SiO ₂	0,03	
Óxido de potássio	K ₂ O	0,0217	
Óxido de manganês	Mn ₃ O ₄	0,0075	
Trióxido de enxofre	SO ₃	0,3005	
Perda ao fogo	PAF	25,72	
Dióxido de carbono	CO ₂	1,7	
Enxofre total	S	0,120	
Água a 120°C	H ₂ O 120	0,95	
Cobalto	Co	0,0010	
Manganês	Mn	0,0054	
Hidróxido de cálcio	Ca(OH) ₂	93,5	Cal apagada (ou cal hidratada)
Carbonato de cálcio	CaCO ₃	3,86	
Hidróxido de magnésio	Mg(OH) ₂	0,52	
Sulfato de cálcio	CaSO ₄	0,51	

Água

A água utilizada na amassadura da argamassa de assentamento da alvenaria foi retirada da rede pública de abastecimento da FCT, através de ligação a uma boca de rega, junto ao local dos trabalhos.

Caracterização da argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento foi produzida ao traço volumétrico de 1:3 (cal aérea: areia), sendo as areias de areeiro e de rio utilizadas em partes iguais.

Foram realizadas amostras de argamassa em pasta, a partir dos quais foram efectuados os ensaios de espalhamento e se moldaram diversos provetes, para posterior ensaio com a argamassa endurecida.

Foram realizados ensaios para determinação de massa volúmica real, massa volúmica aparente, porosidade aberta e resistência mecânica, tabela 4.6.

Tabela 5.6 - Características físicas e mecânicas da argamassa de assentamento endurecida [23]

Característica		Valor médio aos 90 dias
Massa Volúmica real [kg/m ³]		2590,1
Massa volúmica aparente [kg/m ³]		1742,9
Porosidade aberta [%]		32,7
Resistência Mecânica [MPa]	Compressão σ^{med}	0,65
	Flexão σ^{med}	0,30

APLICAÇÃO DO REFORÇO NO MURETE

6.1 Introdução

O murete M45 ensaiado no presente trabalho foi sujeito a vários trabalhos de preparação para posteriormente ser submetido ao ensaio de compressão axial. Estes trabalhos foram realizados no laboratório de estruturas do DEC.

O murete apresentava massa na ordem dos 600kg e a sua deslocação que se fazia através de um porta-paletes e/ou de um empilhador implicava grande precaução para não colocar em causa a integridade do mesmo.

Paralelamente aos trabalhos realizados no modelo experimental foi necessário conhecer, adquirir e ensaiar as fitas metálicas em inox mais adequadas para utilização no reforço do murete.

Nos trabalhos de preparação incluem-se a realização de furos no provete, a colocação das fitas metálicas e a elaboração das “pastilhas” sobre os furos para posterior injeção com calda de cimento. Neste capítulo serão descritos os trabalhos realizados.

6.2 Fitas metálicas em aço inox

Para cumprir o objectivo desta dissertação foi necessário procurar no mercado as fitas metálicas, assim como conhecer as suas características, para se seleccionar a fita metálica que mais se adequasse a esta solução. Faz-se seguidamente uma breve apresentação teórica a este material, seguindo-se uma análise aos modelos adquiridos e sujeitos a ensaios laboratoriais de tracção.

6.2.1 Aço inox

Aço inox é a designação vulgarmente atribuída a um aço cuja sua composição apresente 10,5% ou mais de Crómio e mais do que 50% de Ferro.

O aço inox é conhecido pela sua elevada resistência à corrosão, assim como à oxidação, tendo sido descoberto em 1912 pelo inglês Harry Brearly que lhe atribuiu o nome de “stainless steel” que traduzindo à letra significa aço que não mancha.

Sucintamente corrosão significa a destruição parcial ou total de um metal ou liga metálica, por via química ou electroquímica [39, 42].

Outros elementos podem estar presentes no aço inox, tais como o níquel, molibdénio, nióbio e titânio, em proporções que irão caracterizar os mesmos estruturalmente, mecanicamente e quimicamente. O Níquel provoca uma mudança na estrutura do material, sendo que à medida que se aumenta a sua proporção a ductilidade, resistência mecânica a quente e resistência à corrosão aumentam. O molibdénio e o cobre apresentam uma melhoria na resistência à corrosão por via húmida. O silício e o alumínio melhoram a resistência à oxidação a alta temperatura enquanto que o titânio e o nióbio são elementos estabilizadores nos aços austeníticos, impedindo o empobrecimento de crómio via precipitação em forma de carbonetos durante aquecimento e/ou resfriamento lento em torno de 700°C, que provocaria uma diminuição da resistência local à corrosão [39, 42].

6.2.2 Selecção dos modelos de fitas metálicas a adquirir no mercado

Na elaboração deste trabalho pretendia-se a utilização de uma fita metálica que apresentasse uma boa resistência à corrosão, assim as fitas metálicas em inox revelaram-se a melhor escolha devido à sua excelente resistência à corrosão.

Pretendia-se escolher uma fita que tivesse uma fácil aplicação no murete sujeito ao ensaio experimental e que ao mesmo tempo permitisse facilmente a sua aplicação “in situ”, assim, as suas propriedades mecânicas, químicas, dimensões e custo relevaram-se factores preponderantes.

Foi feita uma consulta ao mercado, contactando diversas empresas no sentido de encontrar um fabricante de fitas metálicas em inox nacional. Este objectivo foi frustrado uma vez que não se encontrou nenhum produtor deste material em Portugal. No entanto encontraram-se à venda vários modelos de fabrico internacional. Destacaram-se imediatamente dois fabricantes, a Band-It de fabrico britânico e a Bandimex de fabrico alemão.

Importava seleccionar o tipo de aço inox a adquirir, tendo em conta o seu preço e a sua resistência mecânica e à corrosão. Analisando a ficha técnica dos diferentes tipos de aço

inox (Anexo I [37]) e a fig. 5.1 foi possível enquadrar o tipo de aço inox seleccionado para utilizar neste trabalho experimental.

Feita esta análise, optou-se pela escolha do aço inox do tipo AISI 304 uma vez que este apresentava um bom equilíbrio entre resistência à corrosão, capacidade resistente e custo, no contexto da presente dissertação.

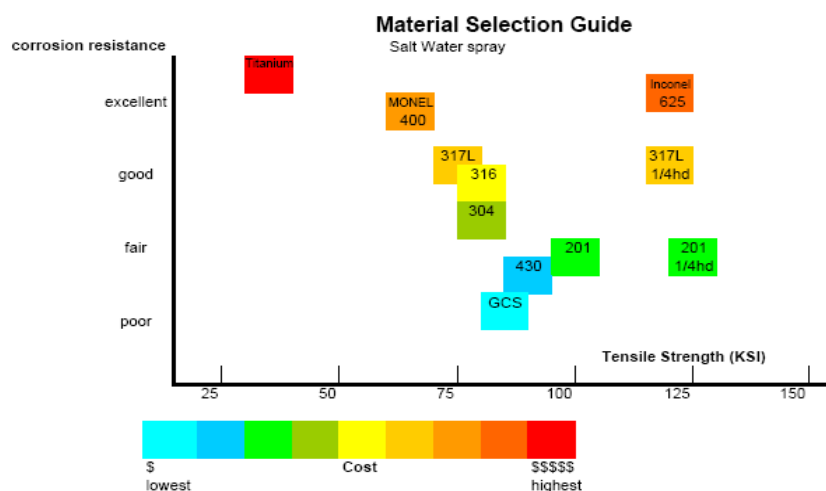


Fig. 6.1 - Relação entre resistência mecânica, resistência à corrosão e custo nos diferentes tipos de aço inox [38]

Uma vez que os furos efectuados no murete para a passagem das fitas metálicas eram de 16mm de diâmetro, isto para manter a uniformidade com o que tinha sido realizado no trabalho de referência [23], pretendia-se assim uma largura e espessura das fitas que optimizasse este espaço. A solução com 12,7mm de largura foi tomada como a mais vantajosa.

Foi adquirido um rolo de fitas metálicas em inox da *Band-It* com 12,7mm de largura e 0,70mm de espessura à empresa Tensão e um rolo da *Bandimex* com a mesma largura do anterior e 0,75mm de espessura à empresa Cudell, fig. 5.2.

A espessura ideal seria 1mm pois conseguia-se ter um benefício de resistência à corrosão e resistência mecânica. Outra vantagem apresentada por esta espessura seria a possibilidade de comparar esta solução de reforço com algumas soluções realizadas por F. Pinho [23] que utilizam fios de aço zincado com a mesma secção - 12,7mm².

Assim optou-se por procurar um modelo de fita com 1mm de espessura no confinamento do murete ensaiado na presente dissertação.

Retomaram-se contactos de forma a encontrar fornecedores de fitas metálicas em inox com 1mm de espessura, no entanto apenas foi possível a sua aquisição no mercado

internacional, um rolo de origem chinesa da *BaoYi Metals*, fig. 5.2, apresentando as dimensões pretendidas e o mesmo tipo de aço inox que os anteriores modelos adquiridos, AISI 304.



1 - modelo da *Band-IT*; 2 - modelo da *Bandimex*; 3 - modelo da *BaoYi Metals* e utilizado no reforço

Fig. 6.2 - Representação dos modelos de fitas metálicas adquiridas

6.2.3 Ensaios de tracção realizados às fitas metálicas adquiridas

De forma a conhecer as características mecânicas reais das fitas metálicas adquiridas decidiu-se realizar ensaios de tracção às mesmas.

Foi iniciada a análise das fitas numa máquina de ensaios de tracção existente no DEC, tendo-se verificado após o estudo a alguns provetes que a célula de carga estava danificada, pois eram apresentados valores de força muito discrepantes em ensaios realizados a fitas iguais.

Dada a inoperacionalidade do equipamento recorreu-se ao LNEC, no entanto estes ensaios não permitiram concluir valores de módulos de elasticidade pois verificaram-se registos muito discrepantes entre diferentes provetes da mesma fita metálica, o que leva a acreditar que terá ocorrido escorregamento nas garras da máquina de ensaios de tracção, impossibilitando assim valores credíveis de extensão e consequentemente impossibilidade de obter módulos de elasticidade.

Na tabela 5.1 são apresentados, a título indicativo, os resultados das forças tensões máximas verificadas nos ensaios realizados no LNEC a três provetes de cada tipo de fita, num total de nove amostras. Não são apresentados valores de extensão e de módulo de elasticidade uma vez que se concluiu que ocorreu escorregamento das fitas nas garras aquando do ensaio, o que invalida estes parâmetros.

Tabela 6.1 - Forças e tensões últimas dos ensaios de tracção realizados no LNEC

Provete	Força Última [kN]	Tensão Última [MPa]	Fabricante
1.1	7,514	845	Band-It
1.2	7,462	840	
1.3	7,489	842	
2.1	6,377	670	Bandimex
2.2	6,395	671	
2.3	6,378	669	
3.1	7,210	567	BaoYi Metals
3.2	7,402	582	
3.3	7,250	570	

Foi necessário encontrar uma entidade para realizar ensaios de tracção, desta vez foi a Deltasigma que apresenta sede no departamento de engenharia mecânica e gestão industrial da FCT-UNL que respondeu a esta necessidade.

Foram colocados extensómetros mecânicos nos provetes, acautelando o facto de poder ocorrer algum tipo de escorregamento durante o ensaio.

Foi utilizada uma máquina de marca MTS com capacidade até 100kN, fig. 5.3, devidamente calibrada e tendo o ensaio respeitado a norma ISO 6892 [16].

Os dados directamente recebidos informaticamente através do software BlueHill fornecia e registava tempos, deformações e forças. Estes dados foram posteriormente exportados para folhas de cálculo e realizados os gráficos tensão - deformação relativos aos ensaios de tracção das fitas metálicas.



Fig. 6.3 - Ensaio de tracção das fitas metálicas na empresa Deltasigma

Para a realização dos ensaios de tracção foram concebidos provetes com 40cm de comprimento, em que 5cm ficavam presos na garra superior e 5cm na garra inferior, ficando assim uma distância livre de 30cm. Na fig. 5.4 apresentam-se os diagramas força - deslocamento verificados nos três provetes ensaiados.

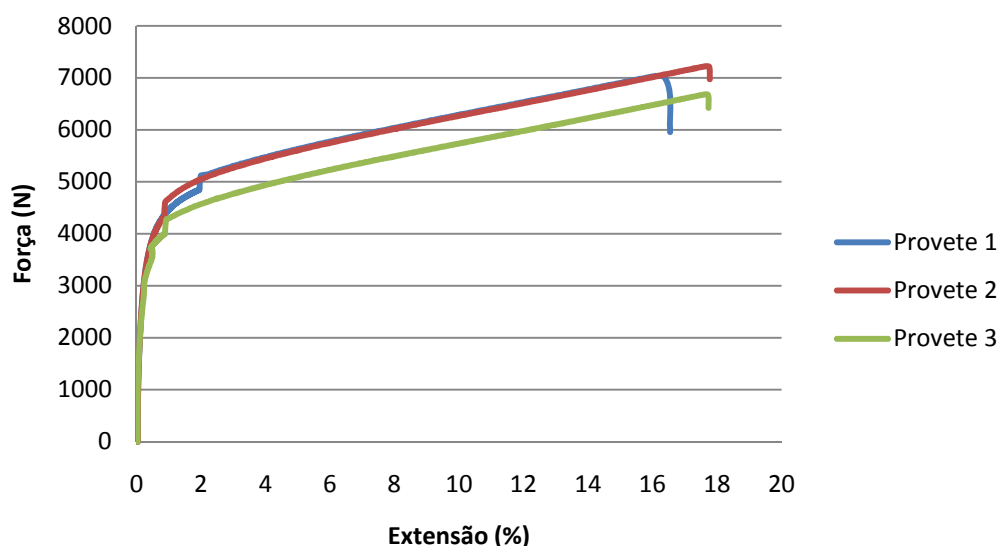


Fig. 6.4 - Diagrama força - deslocamento obtido nos ensaios de tracção às fitas

A tabela 5.2 apresenta os resultados obtidos pela Deltasigma em ensaios de tracção realizados à fita utilizada no reforço do murete ensaiado no âmbito do presente trabalho.

Tabela 6.2 - Resultados obtidos nos ensaios de tracção realizados à fita BaoYi Metals

	Módulo de Elasticidade [GPa]	Secção [mm ²]	Força máxima [kN]	Tensão máxima [MPa]	Extensão máxima [%]	Tensão cedência [MPa]
Provete 1	126,96	1,03×12,63	7,04	541,42	16,24	222,69
Provete 2	127,42	1,04×12,64	7,22	549,59	17,73	220,91
Provete 3	123,82	1,01×12,63	6,68	524,04	17,70	210,25
Média	126,07	1,03×12,63	6,98	538,35	17,22	217,95

6.3 Descrição e caracterização da solução de reforço do murete

A solução de reforço utilizada na presente dissertação - “*análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com fitas metálicas*” - envolveu alguns trabalhos no murete em estudo de forma a preparar o mesmo para o ensaio de compressão

axial. O desenvolvimento das etapas de preparação do murete foram realizadas com a ajuda de colegas que se encontravam a desenvolver dissertações que envolvem o ensaio de muretes de alvenaria de pedra, semelhantes ao ensaiado neste trabalho. Na fig. 5.5 representa-se um esquema ilustrativo do murete M45 antes de ser reforçado.

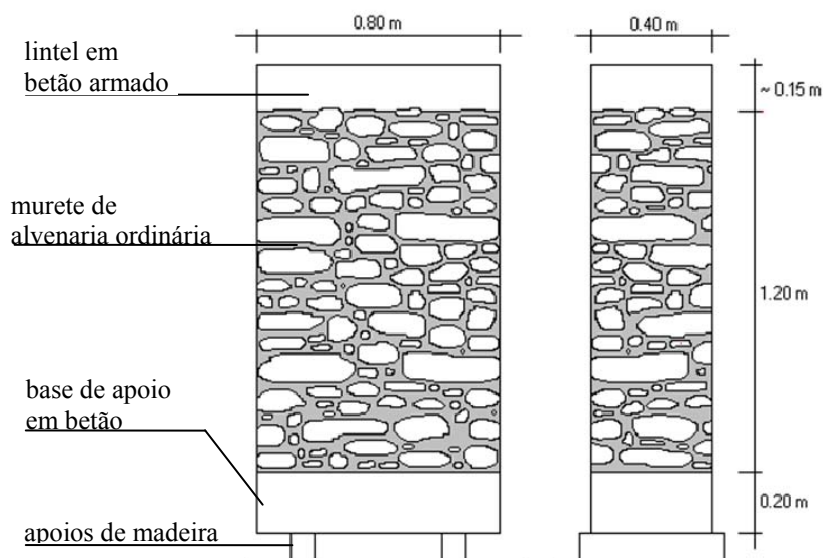


Fig. 6.5- Esquema ilustrativo do murete M45 antes de ser reforçado [23]

6.3.1 Deslocação do murete para dentro do laboratório de Estruturas do DEC

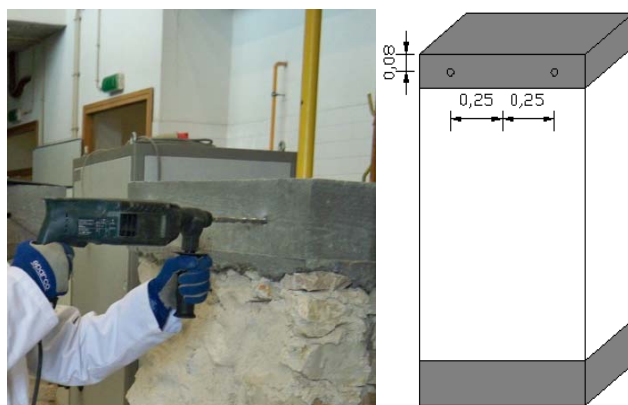
Esta etapa foi condicionada pelas condições climatéricas, uma vez que o tempo se encontrava muito adverso nos meses de Janeiro e Fevereiro de 2010. Foi necessário remover chapas metálicas de um “abrigo” e com recurso a um porta-paletes e a um empilhador, movimentou-se o murete para o laboratório de estruturas do DEC. Este trabalho foi condicionado por todos os desníveis e degraus existentes no pavimento, obrigando a medidas preventivas em relação à integridade do murete e à segurança das pessoas envolvidas.

6.3.2 Furação do lintel do murete

Para precaver danos no laboratório e uma vez que o lintel superior do murete apresentava cerca de 150Kg foram realizados quatro furos de 16mm de diâmetro e 10cm de profundidade no lintel superior, fig. 5.6, (dois à frente e dois atrás) com o objectivo de impedir que este caísse sobre o chão do laboratório aquando da realização do ensaio de

compressão. Nestes furos foram colocados varões de 12mm de diâmetro que estavam presos ao pórtico do sistema de ensaio.

Para realização destes furos foram realizadas marcações precisas utilizando fio-de-prumo, nível, régua de madeira, lápis para marcar e fita métrica. O equipamento utilizado foi uma torna *bosch gbh 2-24 DSR professional* e brocas de 16 e de 12mm.



Esquerda - foto da realização de um furo; Direita - esquema representativo dos furos no lintel

Fig. 6.6 - Realização dos furos no lintel

6.3.3 Furação da base do murete

Foram realizados dois furos em cada lateral da base do murete com 10cm de profundidade, onde foram colocados varões roscados M10 com 15cm de comprimento, tendo sido a selagem feita através de bucha química *Sika AnchorFix*, fig. 5.7.

Estes varões apresentavam como objectivo a ligação da base do murete aos deflectómetros colocados sobre a viga de distribuição, sendo assim registados os deslocamentos durante o ensaio do murete, esta ligação foi assegurada por uma estrutura de barras metálicas.



1,2 - foto do varão roscado colocado; 3 - esquema dos furos realizados

Fig. 6.7 - Colocação do varão roscado na base do murete

6.3.4 Realização dos furos por onde passam as fitas metálicas

Recorrendo ao fio-de-prumo, nível de bolha, fita métrica e um lápis eram marcados os locais onde posteriormente seriam realizados os furos de 16mm de diâmetro e por onde viriam a passar as fitas metálicas.

Inicialmente começava-se a furar com uma broca de 12mm no local marcado e só depois de já se ter o início do furo feito se mudava para uma broca de 16mm, isto para minimizar os danos provocados na alvenaria, fig. 5.8.

Para a realização dos furos foi colocado um sistema de apoio no tardo do muro, imediatamente atrás do furo que estava a ser realizado, servindo assim como apoio da alvenaria nessa zona que se encontrava sujeita a elevadas tensões provocadas pela vibração e percussão do berbequim.



1 - aspecto do murete após furação; 2 - pormenor do furo; 3 - esquema com dimensões;
Fig. 6.8 - Furação do murete para introdução das fitas

6.3.5 Colocação das fitas metálicas

Na primeira passagem da fita metálica por cada furo, em cada face era colocada uma rede de metal distendido com dimensões de $10 \times 10 \text{ cm}^2$, tendo esta o objectivo de distribuir as tensões à saída de cada furo, minimizando assim possíveis danos na alvenaria, fig. 5.9.



Fig. 6.9 - Colocação da rede de metal distendido à saída de cada furo

Inicialmente tinha-se previsto que as fitas passassem quatro vezes em cada furo, efectuando a “cosedura” da alvenaria, no entanto verificou-se que seria inconcebível passar a fita mais do que duas vezes em cada furo, uma vez que a fita se cruza no seu interior, o que limita o espaço dos mesmos. A realização do aperto das fitas metálicas foi efectuada na lateral do murete, recorrendo a uma fivela metálica normalmente utilizada no aperto deste tipo de material, fig. 5.10. Também foi utilizada uma máquina manual que introduz tensão nas fitas metálicas, efectua a dobragem da fita sobre a fivela e finalmente efectua o corte do material sobranter, fig. 5.10.



1 - fivela; 2 - máquina de aperto das fitas

Fig. 6.10 - Acessórios utilizados no aperto das Fitas metálicas

As fitas foram colocadas em três níveis horizontais, um ao centro do murete, um superior a 20cm do seu topo (40cm acima do nível médio) e um inferior a 20cm da base do murete (40cm abaixo no nível médio). Era necessário puxar a fita de modo a não permitir folgas na mesma, por vezes, recorreu-se a um alicate para fazer algumas dobras da fita à saída dos furos, efectuando-se assim ângulos mais aproximados do recto, o que permitia minimizar as folgas, fig. 5.11.



Fig. 6.11 - Realização da passagem das fitas e do seu aperto na face lateral

Uma ponta da fita passa por dentro da fivela sendo dobrada e seguidamente a outra ponta passa pelo interior da fivela e entra para dentro da máquina de aperto para ser puxada, fig. 5.12.



Esquerda - pormenor da realização do aperto; Direita - aspecto final do murete

Fig. 6.12 - Finalização da colocação das fitas

6.3.6 Realização das almofadas de argamassa

Foi realizada uma argamassa ao traço volumétrico 1:2 (cimento:areia do rio) que se pretendia forte para garantir que as almofadas não se desagregassem. Estas tinham como função transmitir os esforços das fitas metálicas à alvenaria.

Antes do início desta tarefa foi realizada uma aspiração e aspersão de ar comprimido de forma a eliminar todos os resíduos que pudessem existir. Foi colocada uma mangueira em cada furo com 8mm de diâmetro que serviu de negativo para posteriormente se proceder à injeção de calda de cimento nos furos. Esta argamassa foi colocada nos furos onde saíam as fitas, tratando-se de um trabalho de extremo rigor e paciência, uma vez que se pretendia o perfeito contacto entre a argamassa e a fita metálica, fig. 5.13.



1,2 - molhagem do furo previamente à colocação da argamassa; 3 - realização da almofada utilizando uma espátula

Fig. 6.13 - Realização da almofada de argamassa à saída dos furos do murete

6.3.7 Selagem dos furos com calda

Com vista à aderência das fitas metálicas com a alvenaria de pedra foi injectada uma calda de cimento a uma relação água/cimento=0,4. A utilização deste tipo de argamassa de cimento não teria sido utilizada numa situação de aplicação “in situ” uma vez que em termos de compatibilidade com o existente esta não é uma boa opção.

A utilização de uma argamassa de cal aérea com adição de pozolanas seria a mais adequada, no entanto dado a escassez de tempo e de materiais para realizar este trabalho optou-se assim pela utilização de uma calda de cimento com a evidente vantagem no tempo de secagem (cura).



1 - realização da mistura da calda de cimento 2 - colocação da calda na máquina de injeção
Fig. 6.14 - Realização da calda de cimento

Recorrendo a uma cuba em inox foram colocadas as quantidades devidas de cimento, tendo sido acrescentada progressivamente a água enquanto se mexia com uma broca que apresentava uma ponta em espiral até se formar uma pasta com consistência líquida e homogênea. Foi utilizada uma máquina de injeção de caldas manual para onde foi vertida a calda e posteriormente bombada para cada furo, fig. 5.14.

Foi medido o volume correspondente a uma bombada da máquina de injeção, tendo-se obtido 5cm^3 , assim realizando-se um cálculo da secção a preencher, decidiu-se fazer a injeção de cinco bombadas de cada lado dos furos e seguidamente repetiu-se o processo, perfazendo um total de dez bombadas em cada lado do furo. Devido à existência de grande quantidade de vazios no murete ao fazer-se uma injeção descontrolada corria-se o risco de se estar a fazer a injeção do murete, indo esta alterar os resultados do ensaio à compressão axial do murete. Foi concebido um acessório especialmente para este efeito, que fazia a ligação entre a mangueira da máquina de injeção de caldas e a mangueira existente em cada furo com o propósito de se proceder à injeção dos furos.

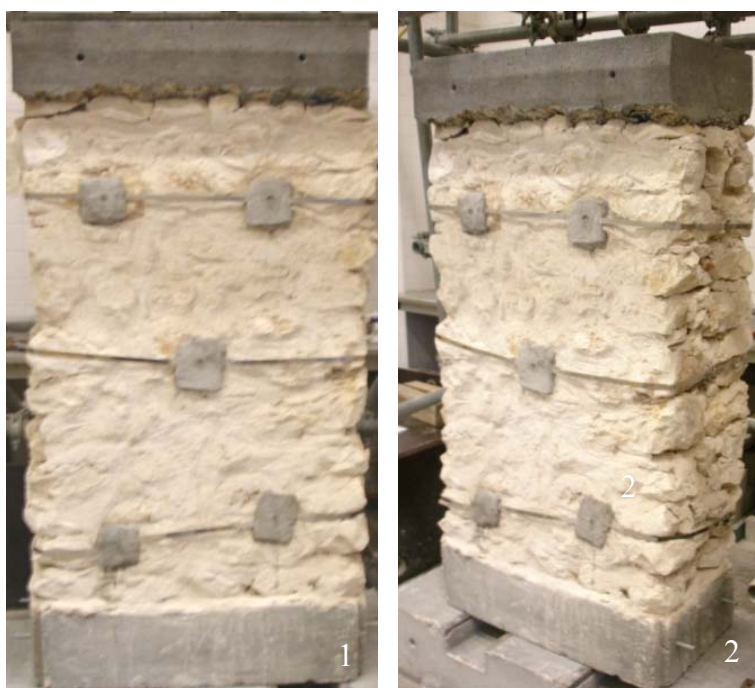
Com a injeção de todos os cinco furos concluiu-se esta tarefa, fig. 5.15.



Fig. 6.15 - Realização da injeção de calda nos furos do murete

6.3.8 Aspecto do murete pronto a ensaiar

Após a realização de todos os trabalhos preparatórios o murete apresentava o aspecto evidenciado na fig. 5.16. É de salientar a dificuldade que se teve na furação de alguns furos do murete levando a que estes não ficassem exactamente na posição desejada, o que se manifesta na não horizontalidade das fitas colocadas no murete, sobretudo no nível inferior.



1 - vista de frente; 2 - vista em perspectiva

Fig. 6.16 - Aspecto do murete M45 pronto a ensaiar

ENSAIO REALIZADO SOBRE O MURETE

7.1 Introdução

Neste capítulo descreve-se o ensaio efectuado sobre o murete M45, incluindo trabalhos preparatórios, o seu comportamento mecânico e os resultados obtidos no ensaio monotónico à compressão axial. Inclui-se também os resultados do ensaio de determinação da profundidade de carbonatação, assim como uma parte relativa à instrumentação das fitas metálicas.

7.2 Sistema de ensaio de compressão axial

O sistema de ensaio de compressão axial utilizado no estudo do murete M45 é o utilizado no trabalho de referência [23], fig. 6.1.

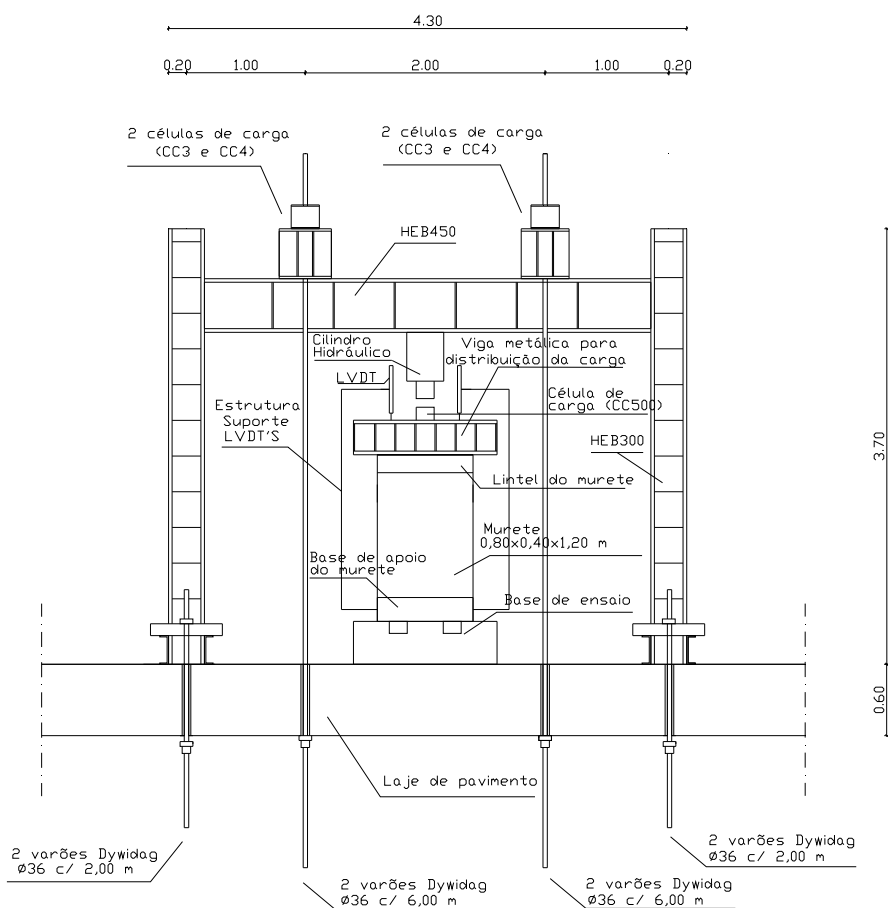


Fig. 7.1 - Representação esquemática do sistema de ensaio (adaptado de [23])

O sistema de ensaio é composto essencialmente por um pórtico metálico, formado por dois pilares HEB300 e uma viga HEB450, fixa a oito parafusos M24 em cada extremidade.

O pórtico foi reforçado com quatro varões roscados de pré-esforço *Dywidag*, com 36mm de diâmetro, para permitir a actuação do macaco hidráulico em condições de segurança na aplicação da carga vertical. Entre o macaco e o lintel encontra-se uma viga metálica, tendo esta como função a distribuição de cargas. As extremidades dos varões foram fixadas a duas vigas metálicas (perpendiculares à viga do pórtico). O murete apoiava numa base de betão armado preparada para o efeito. Complementarmente, foi montado um sistema de segurança que impedia a queda da viga metálica e do lintel do murete, na fase final do ensaio, fig. 6.2.



Fig. 7.2 - Sistema de ensaio com o murete M45

Para o ensaio do murete foi utilizado um macaco com capacidade de 3000KN. As cargas verticais foram medidas através de uma célula de carga da marca TML, com capacidade de 500KN, colocada entre o êmbolo do cilindro hidráulico e a viga metálica subjacente. As outras quatro células de carga de 1000KN cada existentes no topo dos varões *Dywidag* não chegaram a ser utilizadas, estas serviam para salvaguardar algum “problema” que pudesse surgir com a célula de carga colocada abaixo do cilindro hidráulico.

A medição dos deslocamentos verticais foi efectuada através de deflectómetros (também designados por transdutores de deslocamento ou LVDT), com um curso de 100mm e sensibilidade de $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$. Estes equipamentos foram instalados sobre um dispositivo que os permitia posicionar em qualquer ponto acima da superfície dos lintéis. Foram utilizados dois deflectómetros colocados na vertical dos pontos médios das arestas (de topo) dos lintéis. O macaco de 3000KN utilizado no ensaio foi accionado por uma bomba hidráulica eléctrica *walter+bai ag*.

A aquisição de dados no decorrer do ensaio era feita através de uma interface de ligação, onde eram ligados os dois deflectómetros, as células de carga, assim como os dois extensómetros colocados na fita metálica. Esta interface correspondia com o data logger que por sua vez comunicava com o computador pessoal através de um programa designado “Catman 4.0” da Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH (HBM) que permitiu a obtenção dos dados do ensaio.

7.3 Preparação final do murete

Para garantir o adequado assentamento da viga metálica de distribuição da carga aplicada pelo macaco hidráulico sobre o lintel foi necessário rectificar a superfície deste, fig. 6.3. Para tal foi utilizada uma rebarbadora *bosch gws 850c professional* com um disco próprio para pedra com o objectivo de retirar todas as irregularidades da superfície superior assim como manter o perfeito nivelamento e horizontalidade do lintel.



Fig. 7.3 - Regularização do lintel do murete

Aquando da colocação do murete sobre a base do sistema de ensaio foi necessário confirmar a sua perfeita verticalidade, assim como verificar se o murete se encontrava centrado com a direcção do cilindro hidráulico.

Foram realizadas marcações sobre o lintel para que os dois deflectómetros ficassem centrados em relação ao centro do murete e para tal a estrutura metálica que os suporta foi recolocada.

7.4 Instrumentação das fitas metálicas

De forma a conhecer o comportamento mecânico das fitas metálicas no decorrer do ensaio, foram colocados dois extensómetros na fita metálica colocada na linha horizontal média do murete (um em cada face da fita), uma vez que se pensava que esta iria ser mais solicitada. Por efeito do coeficiente de poisson (em regime elástico) esta seria a zona que iria estar sujeita a maiores esforços horizontais ao longo do ensaio de compressão axial sobre o murete, fig. 6.4.



1 - lixagem da fita; 2 - extensómetros colocados

Fig. 7.4 - Colocação dos extensómetros nas fitas metálicas

7.5 Comportamento do murete durante o ensaio de compressão axial

No sistema de ensaio a célula de carga encontrava-se posicionada abaixo do cilindro hidráulico. Assim foi necessário adicionar o peso da viga metálica e do lintel do murete para se obter a força real aplicada (CPE). A CPE considerada no ensaio do murete foi de 6,4KN correspondente à soma de 5,2KN da viga metálica e outros equipamentos com 1,2KN do lintel de betão armado.

No decorrer do ensaio ocorreram algumas paragens momentâneas da bomba hidráulica para se fazer uma análise com detalhe do comportamento do murete e avaliação da fendilhação. Estas paragens foram realizadas aos 60KN, 100KN, 150KN, 200KN e 250KN.

Na primeira paragem da bomba verificou-se que apenas se formaram micro-fissuras, sobretudo na zona do furo superior do lado Sul e um pouco abaixo do furo central.

Retomou-se o ensaio que decorreu com comando manual da bomba que permitia realizar estas paragens de análise do comportamento do murete, tendo esta sido parada novamente aos 100KN. Notou-se um avanço da fissuração sobretudo na linha média vertical do murete, assim como um aumento do tamanho das fissuras previamente abertas.

Uma nova paragem foi realizada aos 150KN. As fissuras que se formaram anteriormente iam aumentando de espessura, assim como iam surgindo outras novas. O avanço da fissuração tem maior incidência numa linha diagonal que começa no canto superior do lado Norte para o canto inferior do lado Sul.

Ocorreu novamente uma paragem realizada aos 200KN sendo que por esta altura se começava a ouvir o “ranger” do murete à medida que a carga avançava. Ocorria um grande predomínio de fendilhação na linha média vertical do murete, apresentando estas a configuração típica de fendas de corte.

Aos 247KN, correspondendo a um deslocamento vertical de 13mm a fita superior rompeu no lado Norte tendo conseqüentemente ocorrido uma descarga, a carga começou a recuperar ligeiramente até que se verificou a quebra da fita inferior do lado Sul. Salienta-se o facto de as fitas metálicas não terem rompido pelo local do seu “aperto”.

Aquando da realização do ensaio de compressão o murete apresentou grande ductilidade. No momento em que a força aplicada começou a decrescer parou-se o ensaio sem que o colapso total do murete tivesse acontecido.

O comportamento apresentado pelo murete no decorrer do ensaio está apresentado na sequência de imagens da fig. 6.5.

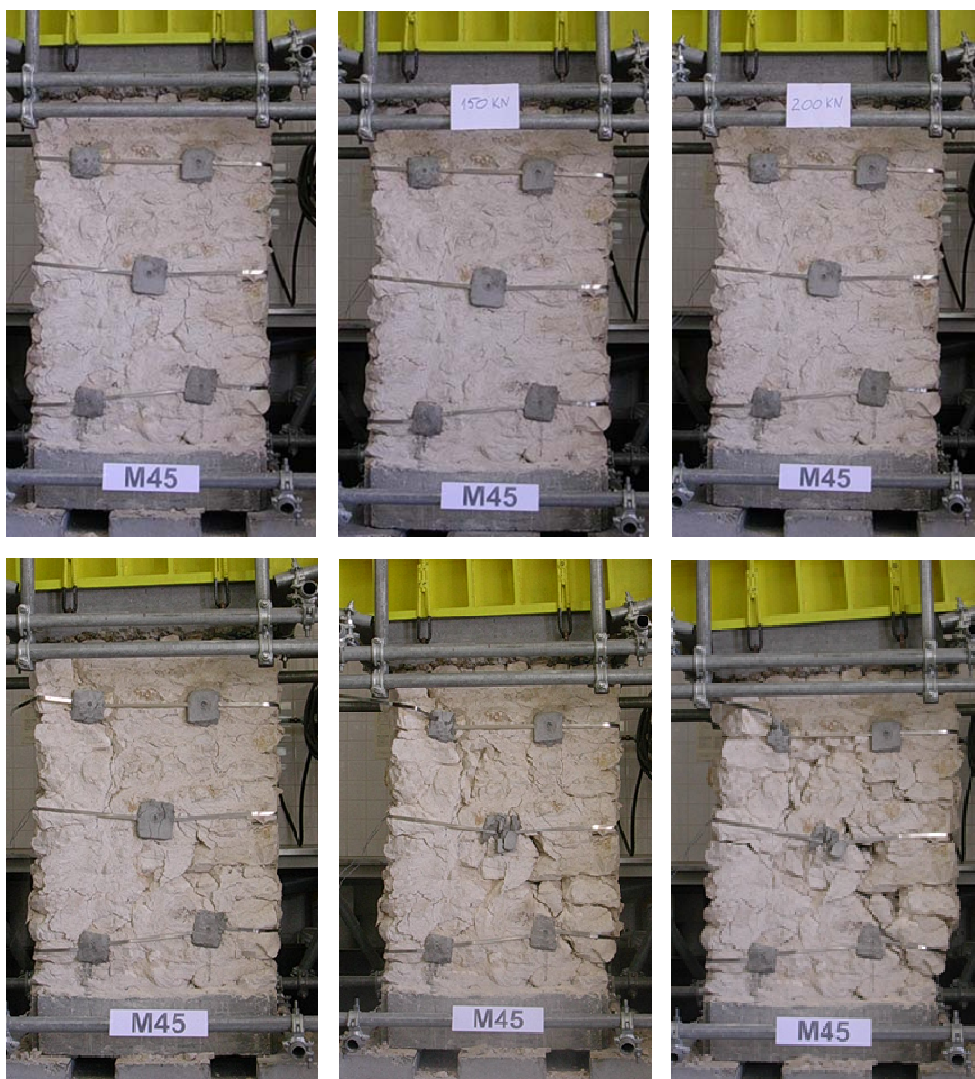


Fig. 7.5 - Ensaio de compressão axial sobre o murete M45

A força máxima aplicada sobre o murete M45 foi de 253,3kN, à qual corresponde uma tensão máxima de 0,79MPa.

O diagrama força - deslocamento obtido encontra-se apresentado no capítulo VII – *Análise e discussão dos resultados*.

Na fig. 6.6 apresenta-se o diagrama da história de carga do ensaio à compressão axial sobre o murete M45.

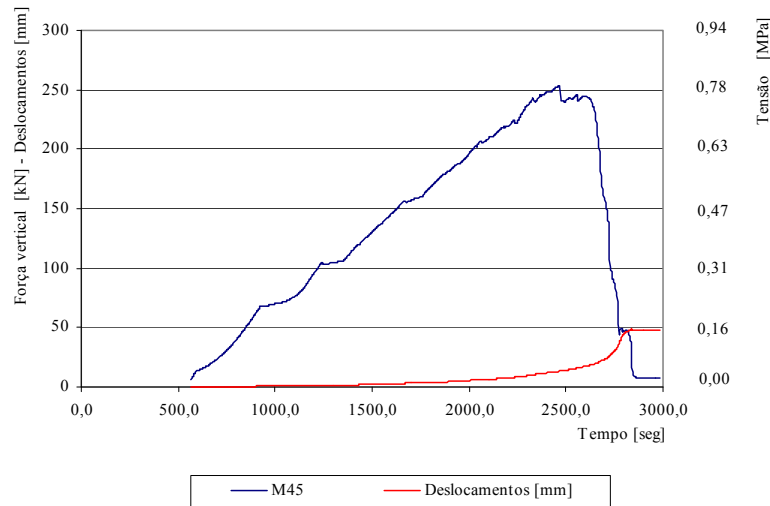


Fig. 7.6 - Diagrama da história de carga do ensaio à compressão sobre o murete M45

7.6 Comportamento das fitas metálicas

No decorrer do ensaio verificou-se que a fita colocada no nível superior foi a primeira a romper, com valores próximos daqueles que se observaram na rotura do murete e seguidamente o mesmo se sucedeu com a fita colocada no nível inferior.

Assim a única fita que não rompeu foi a que estava colocada no nível médio, aquela que apresentava extensómetros colocados.

Na fig. 6.7 apresenta-se o comportamento mecânico da fita metálica no decorrer do ensaio através do diagrama deformação do murete - extensão da fita.

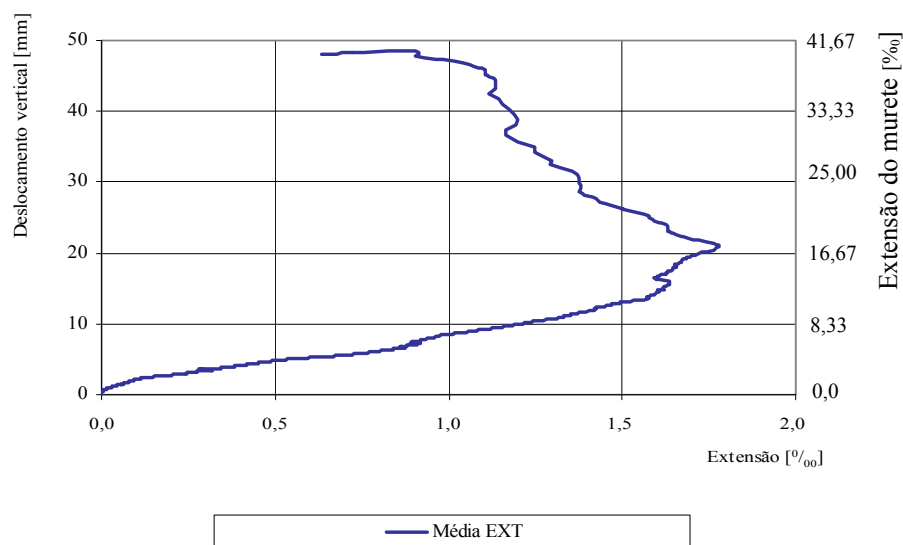


Fig. 7.7 - Diagrama deformação vertical do murete - extensão das fitas

Verifica-se que a um aumento do deslocamento vertical do murete no decorrer do ensaio de compressão corresponde um incremento de extensão verificada nas fitas, tal acontece até a um deslocamento no murete próximo dos 20mm, quando ocorre uma inversão da tendência de extensão. Este valor corresponde a um deslocamento vertical um pouco superior ao verificado na rotura do murete.

Na fig. 6.8 apresenta-se o diagrama da força vertical aplicada no murete - extensão das fitas metálicas. Como referido, pouco depois de ocorrer a rotura, que ocorre com a força máxima, verifica-se uma inversão da tendência da extensão, de um aumento para uma diminuição. Na fig. 6.8 são apresentados os diagramas força vertical no murete - extensão da fita, nos dois extensómetros colocados na mesma (um na face externa e o outro na face interna), assim como a média dos dois.

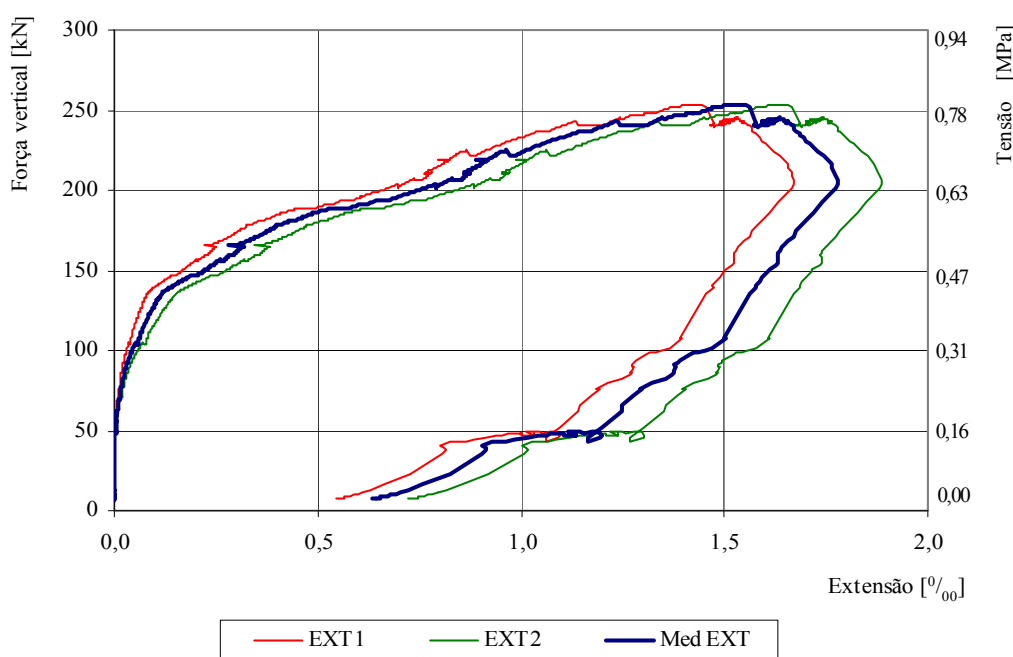


Fig. 7.8 - Diagrama força vertical no murete - extensão obtido nas fitas metálicas

No decorrer do ensaio esta fita foi pouco solicitada, tendo atingido aproximadamente 1,75‰ de extensão máxima, quando de acordo com ensaios de tracção realizados às mesmas e apresentados no capítulo V, estas teriam capacidade de resistir a extensões na ordem dos 170‰.

Pensa-se que o facto da fita colocada no nível central ter sido a única a não romper se deva a um dos seguintes acontecimentos:

- a fita do nível central poderia apresentar uma folga significativa, ou em alternativa ter ocorrido o escorregamento da mesma nalguma pedra tendo como consequência a sua pouca solicitação.
- sabendo que a fita central apresenta uma maior distância livre entre furos do que as existentes no nível superior e inferior, 1,20m para a central e 0,80m nos extremos e sabendo que a extensão é constante, $\epsilon = \Delta L / L$, faz com que no nível médio possa ocorrer um deslocamento maior da fita metálica sem rotura da mesma (em regime elástico).
- devido ao facto de próximo da rotura do murete se ter aberto uma grande fenda vertical, formando-se dois blocos individuais de alvenaria, aliviando assim a força transmitida às fitas metálicas do nível central.

Assim para uma maior eficácia das fitas metálicas, estas devem estar fixas e devem ser eliminadas ao máximo as folgas. Com a utilização de um reboco armado todas estas folgas seriam eliminadas.

7.7 Determinação da profundidade de carbonatação

As argamassas à base de cal endurecem através da carbonatação, que é uma reacção química da cal hidratada $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ com o dióxido de carbono (CO_2) do ar pelo qual o material à base de cal vai desenvolvendo sua resistência mecânica de forma lenta e gradual, transformando-se em carbonato de cálcio (CaCO_3).

O carbonato de cálcio presente na argamassa curada, apesar de quimicamente similar ao CaCO_3 inicial apresenta características físicas de comportamento bastante distintas [18].

A cura de uma argamassa de cal aérea ocorre em duas etapas distintas:

- evaporação da água da mistura e diminuição do volume da massa;
- reacção relativamente lenta, do dióxido de carbono (CO_2) com a cal hidratada, dando esta origem ao carbonato de cálcio que resulta num aumento da resistência mecânica da argamassa.

O ensaio de determinação do pH da superfície é uma forma simples de avaliar o processo de carbonatação de uma argamassa ao longo da sua cura.

Para a realização deste utiliza-se a uma solução de fenoftaleína à base de álcool a 1% como reagente. A fenoftaleína é um indicador químico que apresenta uma cor rosa intensa em meio alcalino (pH maior que 8) e fica incolor em meio neutro ou ácido.

Foi realizada a medição da profundidade de carbonatação, recorrendo à solução alcoólica de fenoftaleína a 1% que foi pulverizada sobre a argamassa do murete partido logo que possível, uma vez que as superfícies expostas carbonatam rapidamente. Esperou-se cerca de dois minutos para que ocorresse a reacção e mediu-se através de uma régua metálica graduada em milímetros, tendo sido realizadas várias leituras. Com as pulverizações a área carbonatada apresentava com uma cor rosa, fig. 6.9.



Fig. 7.9 - Medição da profundidade de carbonatação

O Murete M45 foi construído no dia 23 de Julho de 2002 e ensaiado no dia 7 de Junho de 2010, o que corresponde a um total de 2876 dias de idade. Na tabela 6.1 apresentam-se as medições da profundidade de carbonatação realizadas, assim como a sua média.

Tabela 7.1 - Medições de carbonatação realizadas no murete

Medição	Profundidade da carbonatação [cm]
1	10,5
2	10,5
3	10
4	11
Média	10,5

Na fig. 6.10 apresentam-se medições da profundidade de carbonatação realizadas nos ensaios de F. Pinho [23] e a leitura obtida no presente trabalho. No anexo II desta dissertação estão tabeladas as profundidades de carbonatação obtidas nos ensaios de F. Pinho.

Com estes valores foi possível obter uma equação que traduz a tendência do avanço da profundidade de carbonatação ao longo do tempo. Esta expressão obteve-se através do método dos mínimos quadrados e traduz a evolução da profundidade de carbonatação em função do tempo. Com base nesta expressão estima-se que o murete estaria 100% carbonatado aos cerca de trinta e sete anos e meio. Este valor deverá ser actualizado com novas medições sobre os muretes que restam.

A expressão obtida foi:

$$Y = 58,563 \times \ln(X + 465) - 58,563 \times \ln(465) \text{ [mm]}$$

sendo: Y a profundidade de carbonatação em mm e X o tempo em dias.

Verifica-se que desde o último ensaio realizado por F. Pinho [23], aos 1083 dias, até à data do presente trabalho o avanço de carbonatação variou da ordem dos 75 para os 105mm.

O murete estará cem por cento carbonatado quando atingir os 200mm de profundidade, uma vez que este valor representa metade da largura do mesmo.

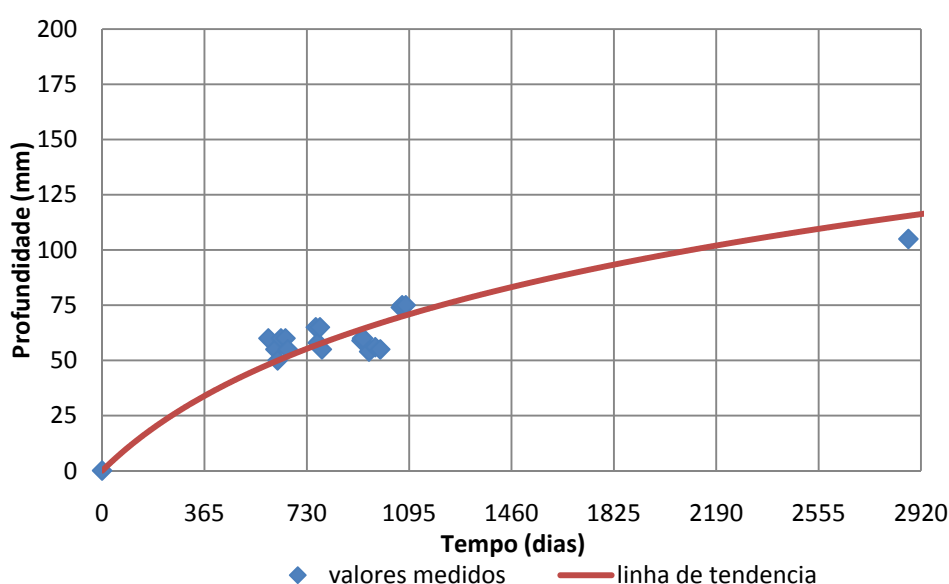


Fig. 7.10 - Diagrama profundidade de carbonatação - tempo

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

8.1 Introdução

Neste capítulo será apresentado o resultado do ensaio ao murete M45, assim como será realizada uma breve comparação dos resultados obtidos na presente dissertação com os muretes de referência e as soluções de reforço I e IV de F. Pinho [23], anteriormente apresentadas no capítulo III.

8.2 Apresentação de resultados do murete M45

Como anteriormente referido a resistência máxima verificada no ensaio à compressão uniaxial sobre o murete M45 realizado em Junho de 2010 foi de 253,3kN, à qual corresponde uma tensão máxima de 0,79MPa e um deslocamento de 13,2mm.

Os diagramas conjuntos força - deslocamento e tensão - deformação obtido são apresentado na fig. 7.1. A linha tracejada a vermelho representa os 75% da força máxima, ou seja, aproximadamente 190kN.

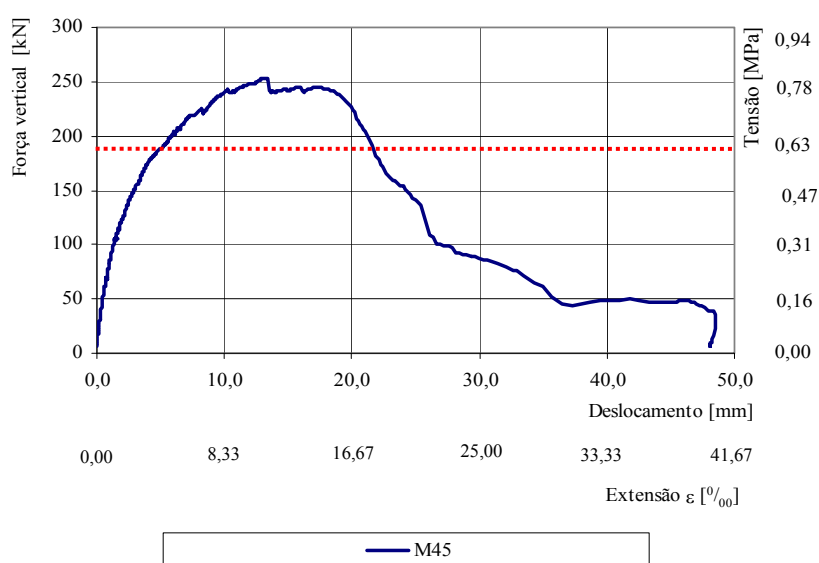


Fig. 8.1 - Diagrama força - deslocamento do ensaio à compressão do murete M45

Verificou-se que com esta solução os ganhos em resistência mecânica não foram significativos quando comparado com um ensaio à compressão axial de um murete simples (M36) realizado à mesma data deste M45 a Junho de 2010 no âmbito de uma dissertação de mestrado presentemente em curso.

Os ganhos obtidos com esta solução apresentando confinamento transversal por fitas metálicas em relação ao murete (M36) de referência ensaiado à mesma data deste foi da ordem dos 7%, uma vez que o murete simples apresentou uma resistência mecânica de 238,3KN, que corresponde a uma tensão máxima de 0,74MPa.

O facto de apenas ter sido realizado o ensaio experimental num único provete (M45) e dada a heterogeneidade construtiva que estes apresentam introduz-se alguma incerteza nas conclusões, embora com este ensaio se possa ter uma primeira noção do comportamento deste tipo de solução.

Verificou-se que ocorreu uma boa ductilidade do murete M45 apresentando confinamento transversal contínuo por fitas metálicas pois permitiu deslocamentos verticais na ordem dos 12mm até atingir a rotura.

8.3 Comparação com o trabalho de referência

Apresentam-se seguidamente os diagramas força - deslocamento obtidos no âmbito do trabalho de referência [23] da presente dissertação, em muretes simples (de referência) e na solução de reforço I e a solução de reforço IV, anteriormente apresentadas no capítulo III deste trabalho. Não seria correcto fazer uma comparação directa com os resultados obtidos no presente trabalho uma vez que ocorreu um avanço da profundidade de carbonatação que se repercute num aumento da resistência mecânica dos muretes ensaiados com o decorrer do tempo, servindo estes resultados apenas como comparação qualitativa.

Como referido anteriormente, num ensaio realizado à mesma data do presente trabalho, num murete simples (M36) verificou-se uma resistência mecânica de 238,3KN, que corresponde a uma tensão máxima de 0,74MPa. Este valor quando comparado com a média dos muretes simples do trabalho de referência (0,43MPa), representa um aumento de resistência mecânica na ordem dos 65%, passados cerca de seis anos.

No trabalho de referência [23] foram realizados três ensaios a muretes simples, os diagramas conjuntos força - deslocamento e tensão - deformação são apresentados na fig. 7.2.

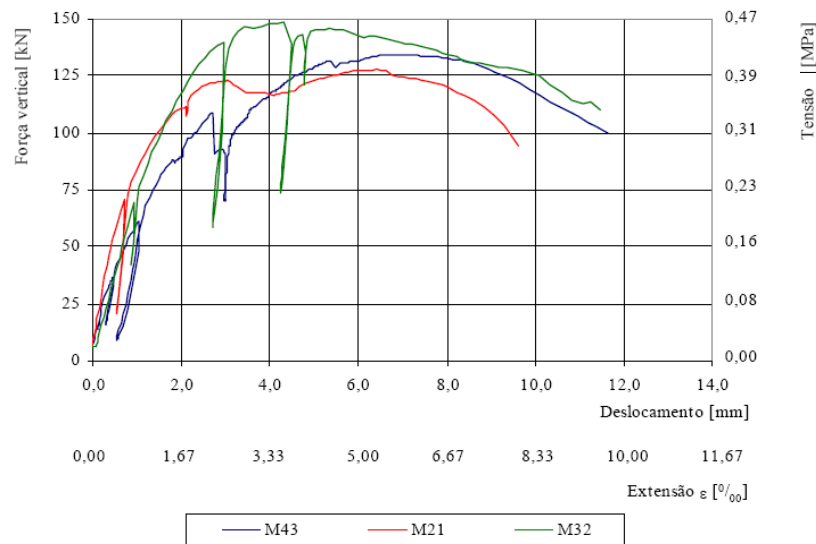


Fig. 8.2 - Diagramas conjuntos força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes de referência (M43, M21 e M32) [23]

Relativamente aos muretes de referência verificaram-se as forças e tensões máximas indicadas na tabela 7.1.

Tabela 8.1 - Forças máximas e tensões máximas verificadas nos muretes de referência [23]

Murete	Força máxima [kN]	Tensão máxima [MPa]
M43	134,2	0,42
M21	127,7	0,40
M32	148,5	0,46
Média	136,8	0,43

A solução utilizada no presente trabalho apresenta em comum com a solução de reforço I o facto de não apresentarem um reboco que lhes conferia maior eficácia.

Verificou-se que os muretes da solução de reforço I quando comparados com os muretes de referência apresentaram melhorias na ordem dos 50% em termos resistência mecânica, assim como deformações máximas que ultrapassam o dobro, fig. 7.3.

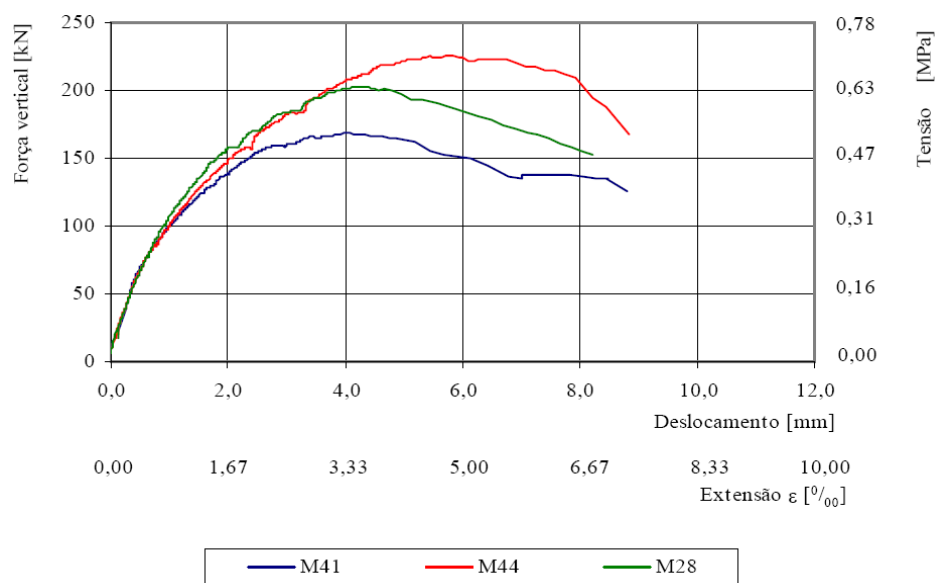


Fig. 8.3 - Diagramas conjuntos força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes da Solução de reforço I (M41, M44 e M28) [23]

Relativamente à solução de reforço I anteriormente apresentada no capítulo III verificaram-se as forças e tensões máximas indicadas na tabela 7.2.

Tabela 8.2 - Forças e tensões máximas verificadas na Solução de reforço I [23]

Murete	Força máxima [kN]	Tensão máxima [MPa]
M41	168,5	0,53
M44	266,0	0,72
M28	203,3	0,63
Média	212,6	0,63

Tal como a solução utilizada na presente dissertação, a solução de reforço IV apresenta confinamento transversal contínuo, sendo que nesta última é feito através de fios de aço zincados passando quatro vezes em cada furo, o que lhe confere uma secção de aço duas vezes superior à secção de fita utilizada neste trabalho.

Estas duas soluções divergem na existência de reboco, ausente no murete M45 enquanto a solução de reforço IV apresenta reboco armado.

Verificou-se que a solução de reforço IV apresentou maior resistência nos modelos de alvenaria reforçados comparativamente com os não reforçados [26], fig. 7.4.

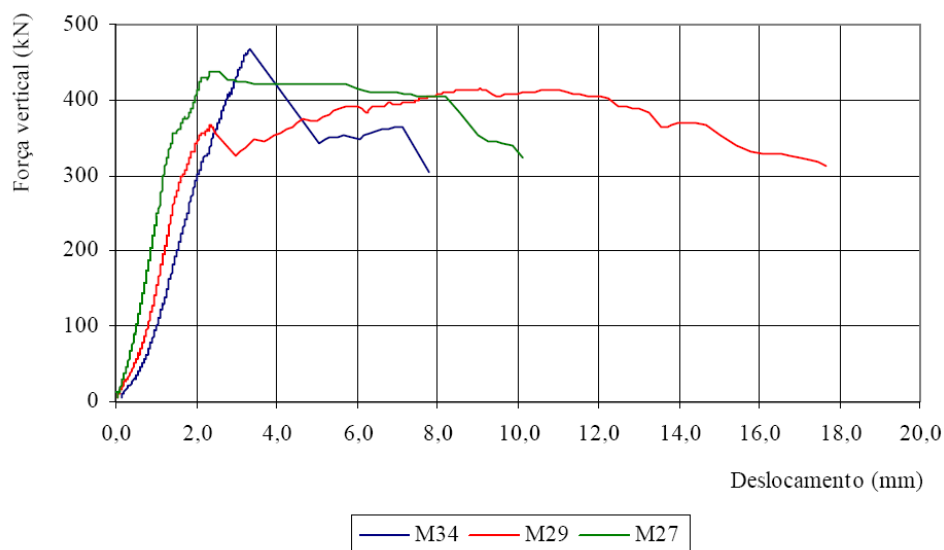


Fig. 8.4 - Diagrama força - deslocamento do ensaio de compressão axial dos muretes da solução de reforço IV (M34, M29 e M27) [23]

Relativamente à solução de reforço IV anteriormente apresentada no capítulo III verificaram-se as forças máximas indicadas na tabela 7.3.

Tabela 8.3 - Forças máximas verificadas na solução de reforço IV [23]

Murete	Força máxima [KN]
M34	467,5
M20	414,6
M27	438,7
Média	440,3

Na fig. 7.5 apresenta-se um diagrama comparativo que indica a variação da resistência mecânica entre diferentes ensaios realizados aos muretes anteriormente referidos: M45 (presente dissertação); M36 (murete simples ensaiado à mesma data do M45); média dos muretes de referência (M43, M21 e M32), média da solução de reforço I (M41, M44 e M28) e média da solução de reforço IV (M34, M29 e M27) de F. Pinho [23].

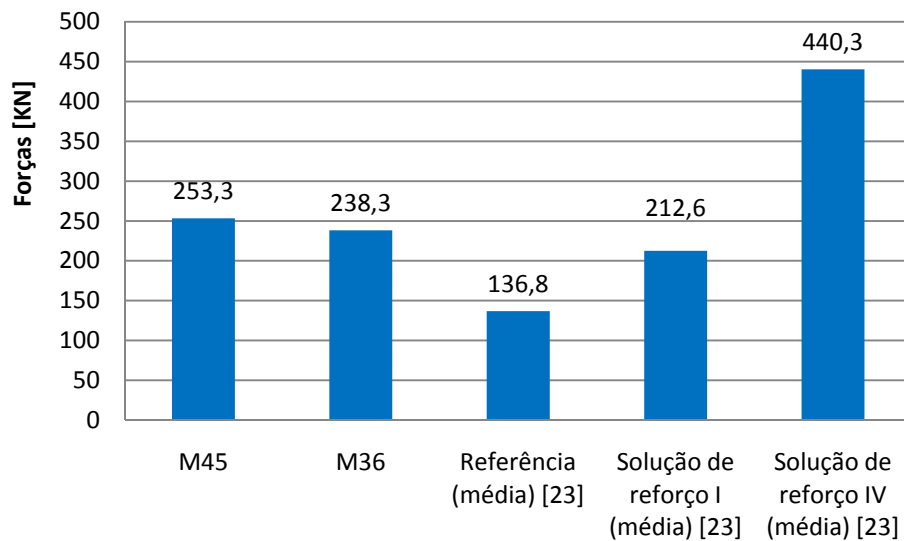


Fig. 8.5 - Diagrama comparativo da resistência mecânica obtida nos vários ensaios

Deve ter-se em atenção na análise do diagrama da fig. 7.5 o facto de existirem algumas variáveis envolvidas quando comparada a resistência mecânica dos diferentes modelos experimentais com o murete M45: carbonatação e/ou reforço. Quando comparado com o murete M36 apenas existe a variável reforço, no entanto nos muretes de referência de F. Pinho existe a variável carbonatação e reforço. No caso da solução de reforço I e IV deve ter-se em conta a evolução da carbonatação, assim como a existência de reforço.

CONCLUSÕES, COMENTÁRIOS FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

9.1 Considerações gerais

A importância da reabilitação de edifícios antigos exige o desenvolvimento de novas técnicas de reabilitação, sendo importante que se verifique a sua compatibilidade com as estruturas pré-existentes no que diz respeito a características físicas, químicas e mecânicas, assim como uma boa razão custo/benefício.

Tendo em vista o anteriormente referido considera-se que este trabalho contribui positivamente para o conhecimento relativamente à avaliação do confinamento transversal contínuo através de fitas metálicas num modelo experimental de alvenaria de pedra tradicional. Com a continuação do estudo desta técnica acredita-se que será possível a sua transposição para edifícios existentes num futuro próximo.

9.2 Conclusões e comentários finais

No presente trabalho foram apresentados e discutidos os resultados do comportamento do confinamento transversal contínuo por fitas metálicas no ensaio monotónico à compressão axial de um murete de alvenaria de pedra, que pretendia reproduzir as paredes de alvenaria de pedra existentes em edifícios antigos. No capítulo VII é feita uma comparação com ensaios realizados a muretes simples e reforçados do trabalho de referência [23], anteriormente apresentados no capítulo III da presente dissertação.

O murete ensaiado neste trabalho apresentando a técnica de confinamento transversal contínuo através de fitas metálicas apresentou uma melhoria na resistência mecânica.

Também se verificou um aumento da ductilidade do murete, permitindo maiores deslocamentos no decorrer do ensaio, tendo em conta aquilo que se verifica num murete de referência (sem qualquer tipo de reforço).

A heterogeneidade de soluções construtivas entre muretes do mesmo tipo pode levar a resultados díspares. Para obter conclusões mais fiáveis devem ser realizados vários ensaios

e ser calculada uma média. Devido às limitações de modelos experimentais e de tempo não foi possível realizar mais ensaios no âmbito da presente dissertação.

Pensa-se que os resultados obtidos neste ensaio experimental podem ser maximizados optando por configurações diferentes na passagem das fitas metálicas, no aumento das passagens destas nas zonas mais solicitadas, uma vez que se verificou que com a rotura das fitas ocorre a rotura do murete.

O confinamento transversal contínuo por fitas metálicas é uma solução que apresenta potencial de utilização em edifícios antigos, devendo esta técnica continuar a ser estudada, assim como complementada com a utilização de um reboco, constituindo assim uma solução de reforço.

Foi também realizada a determinação da profundidade de carbonatação do murete M45, verificando-se que com o avançar da idade dos muretes, estes apresentam aumentos de profundidade de carbonatação e consequentemente melhoria da resistência mecânica. Esta análise da evolução da profundidade de carbonatação foi possível através de leituras realizadas em ensaios anteriores realizados por F. Pinho [23], o que permitiu obter uma equação que traduz a tendência do avanço da carbonatação até à presente data.

9.3 Desenvolvimentos futuros

Na sequência deste trabalho experimental considera-se que alguns dos possíveis desenvolvimentos futuros passam por:

- aumentar a passagem de fitas metálicas pelos furos, tornando maior a secção resistente, sobretudo nas zonas mais solicitadas. Procurar uma forma eficaz de aumentar o diâmetro dos furos de modo a possibilitar a mesma configuração utilizada na Solução de reforço IV, para se poderem comparar directamente os resultados das duas soluções;
- realizar ensaios de durabilidade das fitas metálicas para conhecer o comportamento destas com o decorrer do tempo;
- colocação de reforço com fitas de aço com uma configuração diferente - fitas formando anéis, com a vantagem de aplicação mais expedita;
- ensaiar as fitas metálicas em muretes de maiores dimensões (muretes “grandes” ensaiados por F. Pinho [23]) à compressão axial e ao corte.
- aplicar esta solução com diferentes tipos de rebocos armados e comparar com a solução de reforço IV de F. Pinho.

BIBLIOGRAFIA

- 1 ALMEIDA, Nuno G. ; PINTO, Ana P.; FARIA, Paulina, "Argamassas com Base em Cal Aérea e Cinzas de Casca de Arroz para Conservação do Património Construído," 2007.
- 2 APPLETON, João, "*Reabilitação de Edifícios Antigos – Patologias e Tecnologias de Intervenção*": Edições Orion, 2003.
- 3 AZEREDO, Hélio Alves de, "*O Edifício Até sua Cobertura*": São Paulo. Ed. Edgar Blucher Ltda., 1977.
- 4 BRANCO, Miguel; Luis Guerreiro, "Reforço sísmico de edifícios de alvenaria com métodos passivos," *7º Congresso de sismologia e engenharia sísmica*, 2007.
- 5 CARVALHO, João André Maia de, "Caracterização mecânica de paredes resistentes em alvenaria de pedra através de ensaios não destrutivos," Dissertação para obtenção do grau de Mestre, Universidade Técnica de Lisboa, 2008.
- 6 CEN, "*Eurocódigo 6 - Projecto de estruturas de alvenaria*", 1996.
- 7 CÓIAS E SILVA, Vitor, "*Viabilidade Técnica de Execução do Programa de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado*". Lisboa: Ordem dos Engenheiros, 2001.
- 8 DOLCE, Mauro; CACOSSO, Antonio ; PONZO, Felice C.; MARNETTO, Roberto "New Technologies for the structural rehabilitation of masonry constructions: concept, experimental validation and application of the CAM system," 2001.
- 9 ESTÉVEZ, David García, "Experimental and numerical analysis of stone masonry walls strengthened with advanced composite materials," Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia, Bilbao, 2009.
- 10 FAROOQ, S.H.; Ilyas, M.; Ghaffar, A. , "Technique for strengthening of masonry wall panels using steel strips," *Building and Housing*, vol. 7, pg. 621-638, 2006.

-
- 11 GOUVEIA, João P; LOURENÇO, Paulo B; VASCONCELOS, Graça, "Análise Experimental de paredes de alvenaria de betão leve sob acções cíclicas no plano," *7º congresso de sismologia e engenharia sísmica. Porto, 2007.*
 - 12 GOUVEIA, João P; LOURENÇO, Paulo B; VASCONCELOS, Graça "Soluções Construtivas em Alvenaria," *Congresso Construção 2007. Coimbra., 2007.*
 - 13 GOUVEIA, João; Paulo Lourenço, "O Eurocódigo 6 e o dimensionamento de estruturas de alvenaria," *Construção magazine, 2006.*
 - 14 HENRIQUES, Fernando M. A., "*Humidade em paredes*". Lisboa: Colecção Edifícios. LNEC, 1994.
 - 15 INE, Instituto Nacional de Estatística -, "Recenseamentos Gerais da Habitação," 2001.
 - 16 ISO, International Organization for Standardization. *ISO 6892:1998 - "Metallic materials - Tensile testing at ambient temperature"*.
 - 17 JUHÁSOVÁ, Emília; SOFRONIE, Ramiro; BAIRRÃO, Rogério "Stone masonry in historical buildings—Ways to increase their resistance and durability," 2007.
 - 18 KANAN, Maria Isabel, "*Manual de Conservação e Intervenção em Argamassas e Revestimentos à Base de Cal*": Programa Monumenta/ Iphan.Brasília, 2008.
 - 19 KREVAIKAS, Theofanis D. ; Thanasis C. Triantafillou, "Masonry Confinement with Fiber-Reinforced Polymers," *Journal of composites for construction, ASCE, Março 2005.*
 - 20 LAMEGO, Paula, "Avaliação de técnicas construtivas utilizadas na reabilitação sísmica de edifícios em alvenaria de pedra," Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2007.
 - 21 LOURENÇO, Paulo B., "As Estruturas Murárias: Factores de Comportamento, Estabilidade, Diagnóstico e Intervenção," *Gramáticas da Pedra, G. Casella, CRAT, Porto, pg. 272-279, 2003.*

- 22 OLIVEIRA, Daniel V; LOURENÇO, Paulo B; SILVA, Rui;, "Comportamento experimental de paredes de alvenaria de panos múltiplos,". *4^as jornadas portuguesas de engenharia de estruturas*. LNEC, Lisboa., Dezembro 2006.
- 23 PINHO, Fernando F. S., "Paredes de Alvenaria Ordinária – Estudo Experimental com modelos Simples e Reforçados," Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2007.
- 24 PINHO, Fernando F. S., "*Paredes em Edifícios Antigos em Portugal*". Lisboa: Colecção Edifícios. LNEC, 2008.
- 25 PINHO, Fernando F. S.; BAIÃO, Manuel F. C.; LÚCIO, Válder J. G. , "Técnicas de consolidação de paredes de edifícios antigos," *3º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios*. LNEC, Lisboa, Maio 2003.
- 26 PINHO, Fernando F. S.; Manuel F. C. Baião; Válder J. G. Lúcio, "Experimental analyses of rubble stone masonry walls strengthened with reinforced lime and cement mortar rendering and transversal ties," *Challenges for Civil Construction*, 2008.
- 27 ROQUE, João C. A., "Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria," Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho. Guimarães, 2002.
- 28 ROQUE, João C. A.; LOURENÇO, Paulo B "Técnicas de intervenção estrutural em paredes antigas de alvenaria," *Construção Magazine*, vol. 7, pg. 4-10, Outubro 2003.
- 29 ROQUE, João C. A; LOURENÇO, Paulo B. , "Caracterização Mecânica de Paredes Antigas de Alvenaria. Um Caso de Estudo no Centro Histórico de Bragança," *Universidade do Minho*, Maio 2003.
- 30 SANTOS, S. Pompeu, "O contexto normativo recente dos eurocódigos sobre estruturas de alvenaria," LNEC. Lisboa, 2007.
- 31 SILVA, J. Mendes da "Alvenarias não estruturais: patologias e estratégias de reabilitação," *Seminário sobre Paredes de Alvenaria*, Porto, 2002.

-
- 32 SILVA, Rui A. M., "Caracterização experimental de alvenaria antiga: reforço e efeitos diferidos," Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, 2002.
- 33 VALUZZI, M. R; PORTO, F; MODENA, C;, "Behavior and modeling of strengthened three-leaf stone masonry walls," *Materials and Structures*, vol. 37, pg. 184-192, Abril 2004.
- 34 VARUM, Humberto; Costa, Aníbal; PEREIRA, Henrique; ALMEIDA, João; RODRIGUES, Hugo;, "Caracterização do comportamento estrutural de paredes de alvenaria de adobe," *Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões.*, vol. 15, pg. 23-32, 2008.
- 35 VEIGA, M. Rosário; TAVARES, Martha "Características das paredes antigas. Requisitos dos revestimentos por pintura," *Actas do Encontro A indústria das tintas no início do século XXI. APTETI, Lisboa, , Outubro 2002.*
- 36 Z-A /P/ - Leis, decretos, etc. - "*Decreto-Lei n.º 38382 - Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU)*", de 7 de Agosto de 1951.
- 37 BAND-IT. (Janeiro de 2010). *Ficha Técnica Aço Inox*. "site": http://www.band-it-idex.com/en/Tools%20&%20Resources/Brochures/2008_BAND_IT_Metals_Data.pdf
- 38 BANDIMEX. (Janeiro de 2010). *Características das fitas BANDIMEX*. "site": http://www.bandimex.de/sites/english/products_band_standard.html
- 39 Fantes.com. (Fevereiro de 2010). *Stainless Steel*. "site": <http://www.fantes.com/stainless-steel.html>
- 40 LNEC. (Janeiro de 2010). *Edifícios com estrutura de alvenaria*. "site": http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/Edif_ant_1755.html
- 41 LNEC. (Setembro de 2010). *Eurocódigos Publicados*. "site": http://www.lnec.pt/qpe/eurocodigos/Eurocodigos_publicados.pdf
- 42 TEBECHERANI, Ciro de Toledo. (Fevereiro de 2010). *Aços Inoxidáveis*. "site": http://www.pipesystem.com.br/Artigos_Tecnicos/Aco_Inox/body_aco_inox.html

ANEXO I
CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DO AÇO INOX

BAND-IT
METALS DATA SHEET

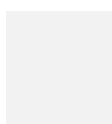
BELOW LISTED VALUES ARE TYPICAL AND NOT GUARANTEED BY BAND-IT - IDEX, INC.

AISI TYPE NUMBER OR NAME	200/300	201	201 1/4 Hard	301	304
PRINCIPAL ALLOYING ELEMENTS, %	C 0.15 Max. Mn 7.5 Max. Si 1.00 Max. Cr 16.00-20.00 Ni 3.5-10.5 N .25 Max.	C 0.15 Max. MN 5.50- 7.50 Si 1.00 Max. Cr 16.00- 18.00 Ni 3.50- 5.50 N 0.25 Max.	C 0.03 Max. MN 5.50- 7.50 Si 1.00 Max. Cr 16.00- 18.00 Ni 3.50- 5.50 N 0.25 Max.	C 0.15 Max. MN 2.00 Max. Si 1.00 Max. Cr 16.00- 18.00 Ni 6.00- 8.00	C 0.08 Max. MN 2.00 Max. Si 1.00 Max. Cr 18.00- 20.00 Ni 8.00- 10.50
PHYSICAL PROPERTIES					
Density, Lb./Cu. In.	0.28	0.28	0.28	0.29	0.29
Mod. of Elasticity in Tension x 10 ⁶ Lb./Sq. In.	28.0	28.6	28.6	28.0	28.0
Structure	Austenitic	Austenitic	Austenitic	Austenitic	Austenitic
Specific Heat, B.T.U./°F./Lb./32-212°F.	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
Thermal Conductivity, 212°F.	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4
B.T.U./Sq. Ft./Hr./°F./ft. 932°F.	12.4	12.4	12.4	12.4	12.4
Mean Coefficient of Thermal Expansion 32-212°F.	9.0	8.7	9.0	9.4	9.6
32-600°F.	9.7	9.7	10.0	9.5	9.9
32-1000°F.	10.2	10.2	10.5	10.1	10.2
Per °F. x 10 ⁻⁶ 32-1200°F.	10.4	-	-	10.4	10.4
Melting Range	2550-2650°F.	2550-2650°F.	2550-2650°F.	2550-2590°F.	2550-2650°F.
ELECTRICAL PROPERTIES					
Non-Magnetic	Non-Magnetic	Non-Magnetic	Non-Magnetic	Non-Magnetic	Non-Magnetic
Magnetic Permeability, Annealed	μ = 1.02	μ = 1.02	μ = 1.02	μ = 1.02	μ = 1.008
Elec. Resistivity, Microhm-cm, 70°F.	70.0	69.0	69.0	72.0	70.0
MECHANICAL PROPERTIES					
Rockwell Hardness	70-95R _B	90-95R _B	20-30R _C	75-95R _B	70-90R _B
Ultimate, Band-It Min. Spec. (PSI)	75,000	100,000	120,000	100,000	75,000
Tensile Strength, Typical (PSI)	80,000	115,000	135,000	105,000	80,000
Yield Strength, Band-It. Min. Spec. (PSI)	30,000	45,000	85,000	45,000	30,000
Typical (PSI)	45,000	60,000	90,000	55,000	45,000
Elongation, Band-It. Min. Spec. (%)	30	40	40	40	30
in 2 Inches, Typical (%)	45	55	45	50	45
Ductility, Annealed-Olsen, inches	0.400-0.500	0.425-0.500	0.425-0.500	0.425-0.500	0.400-0.450
Creep Strength, At 1000°F.	-	-	-	-	17,000
Life of 10,000 Hrs. At 1100°F.	-	-	-	-	12,000
with 1% Elongation, At 1200°F.	-	-	-	-	7,000
Lb./Sq. In. At 1300°F.	-	-	-	-	4,000
Strength at Elevated 1300°F.	36,000	37,500	37,500	35,500	36,000
Temps., Short Time 1500°F.	22,000	23,000	23,000	22,500	22,000
Tests, Lb./Sq. In. 1700°F.	11,000	11,000	11,000	11,000	13,500
HEAT TREATMENT	Non-Hardening	Non-Hardening	Non-Hardening	Non-Hardening	Non-Hardening
HEAT-RESISTANCE					
Scaling Temperature Continuous Service	1550°F.	1550°F.	1550°F.	1650°F.	1700°F.
Intermittent Service	1400°F.	1400°F.	1400°F.	1500°F.	1550°F.
WELDING PROPERTIES	Very Good Tough Welds	Very Good Tough Welds	Very Good Tough Welds	Very Good Tough Welds	Very Good Tough Welds
CORROSION RESISTANCE					
Mild Atmospheric and Fresh Water	Good	Good	Good	Good	Very Good
Industrial Atmosphere	Good	Good	Good	Good	Very Good
Marine Atmosphere	Fair	Fair	Fair	Fair	Good
Salt Water	No	No	No	No	No
Mild Chemical	Fair	Fair	Fair	Fair	Good
Oxidizing Chemical	Fair	Fair	Fair	Fair	Good
Reducing Chemical	No	No	No	No	No
USE					
General	Municipal Strapping Construction	Construction Automotive	Construction Automotive	Construction Automotive	Chemical, Food Dairy, Hospitals, Power Generator
BAND-IT	Valustrap Valuclips Sign Band Brackets BAND-IT Tie	Junior Clamps SID Jr. Clamps Band Buckle Free-End Clamps Tie Strips Band-Lok Tie	Center Punch Clamps Preformed Clamps Ultra-Lok Clamps Ultra-Lok Free End	Scru-Seal Housing & Base Worm Gear Clamps Buckles	304 Strap Tie-Dex Band Tie-Lok Ties Ball-Lok Ties Self-Lok Ties
SPECIFICATION					
UNS Designation		S20100	S20100	S30100	S30400
AMS No.		-	-	5517, 5518	5513
Mil. Spec.		-	-	S-5059	S-5059
Fed. QQ		-	-	-	-
ASTM		A-412	A-412	A-167, A-177, A-666	A-167, A-666

Anexo I

316	317L 1/4 Hard	430	Monel 400	Inconel 625	Titanium GR1	GCS
C 0.08 Max. Mn 2.00 Max. Si 1.00 Max. Cr 16.00- 18.00 Ni 10.00- 14.00 Mo 2.00- 3.00	C 0.08 Max. MN 2.00 Max. Si 1.00 Max. Ni 11.00- 15.00 Cr 18.00- 20.00 P .04 Max. S .03 Max. Mo 3.00- 4.00	C 0.12 Max. Cr 16.00- 18.00 Mn 1.00 Max. Si 1.00 Max. P 0.040 Max. S 0.030 Max.	C 0.30 Max. Mn 1.25Max. Si 0.50 Max. Ni 63.0- 70.0 Cu 31.5 Fe 1.25 Max. S 0.024 Max.	C 0.1 Max. Cr 20.0-23.0 Mn 0.5 Max Mo 8.0- 10.0 Ti 0.4 Max. Fe 2.5 Max. AL 0.4 Max. Ni Balance	C .10 Max. N .03 Max. H .015 Max. O .18 Max. Fe .20 Max. Ti Balance	
0.29	0.29	0.28	.319	.305	.163	.283
28.0	28.0	29.0	26.0	30.0	15.0	30
Austenitic	Austenitic	Ferritic	-	-	Alpha	Ferritic
0.12	0.12	0.11	.099	.095	.124	.12
9.4	9.4	15.1	14.0	-	10	29.3
12.4	12.4	15.2	21.0	-	11	21.9
8.9	8.9	5.8	7.7	-	4.6	6.3
9.0	9.0	6.1	8.8	-	5.3	7.3
9.7	9.7	6.3	9.1	-	5.5	7.9
10.3	10.3	6.6	9.3	-	5.7	8.2
2500-2550°F	2500-2550°F	2600-2750°F	2370-2460°F	2350-2460°F	3030-3050°F	-
Non-Magnetic μ = 1.008 74.0	Non-Magnetic μ = 1.008 74.0	Magnetic μ = 600-1100 60.0	- - 5.1	Non-Magnetic 1.006 12.9	Non-Magnetic 1.00005 4.20	Magnetic 1500-2000 17.2
70-85R _B	70-85R _B	75-90R _B	60-80R _B	88-94R _B	64-70R _B	80-95R _B
80,000	115,000	65,000	70,000	120,000	-	84,000
90,000	120,000	75,000	75,000	130,000	46,000	90,000
35,000	75,000	40,000	32,000	60,000	25,000	80,000
50,000	80,000	55,000	40,000	75,000	31,000	85,000
35	10	20	30	30	24	5
45	15	25	40	40	30	8
0.400-0.500	0.400-0.500	0.300-0.400	-	-	-	-
22,400	22,400	8,400	-	-	-	-
16,800	16,800	4,900	-	-	-	-
11,200	11,200	2,200	-	-	-	-
6,900	6,900	1,400	-	-	-	-
48,000	48,000	15,000	-	-	-	-
28,000	28,000	8,000	-	-	-	-
18,000	18,000	5,000	-	-	-	-
Non-Hardening	Non-Hardening	Non-Hardening	-	Non-Hardening	Non-Hardening	-
1700°F. 1550°F.	1700°F. 1550°F.	1550°F. 1650°F.	1000°F. 1100°F.	2000°F.	-	-
Very Good Tough Welds	Good Tough Welds	Fair, Non-Ductile Welds. Some Response to Annealing.	Good	Good	Good	Good
Excellent Very Good Very Good Good Good Good Good	Excellent Very Good Very Good Good Very Good Good Good	Good Good Poor No Fair Fair No	Good Good Excellent Excellent Good Good Good	Good Good Good Excellent Good Good Good	Good Good Good Good Good *	Good/Fair Fair Poor No No No No
Marine, Chemical Food, Petroleum, Paper, Textile, Medical Multi-Lok, Tie-Lok, Ball-Lok, Self-Lok Ties Jr. Clamps Nipples, Tri-Lokts 316 Band/Buckle	Pulp/Paper Chemical 317L Band for Paper Mills Special Applications	Interior Architecture, Automotive Trim Automotive Universal Clamp	Electronics, Marine, Chemical, Petroleum Special	Chemical, Nuclear, Aerospace, Marine Special	Corrosive Service Good for Machinery Weldable Special	Indoor Mild Atmosphere Band/Buckle Preformed Clamps Brack-Its
S31600 5524 S-5059 - A-167, A-240	S31703 - - - A-167	S43000 5503 - 763C A-167, A-240	N04400 4544/47300 N894, T-842 N-281 B127, B164-61	6625 5599/5666 5837 - B443	R50250 - T9046 - B265	- - - -

ANEXO II
PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO EM ENSAIOS
ANTERIORES



Na tabela II.1 apresentam-se as medições de profundidades de carbonatação realizadas em ensaios anteriores por F. Pinho no âmbito do trabalho de referência [23].

Tabela II.1 - Profundidade de carbonatação em ensaios anteriores [23]

Muretes		Idade [dias]	Profundidade de carbonatação média	
(sol. reforço)	Nº		[mm]	[%]
Muretes de referência	M20	593	60	30,0
	M43	618	55	27,5
	M21	626	50	25,0
	M32	638	60	30,0
	M5	654	60	30,0
	M12	662	55	27,5
Solução de reforço IIB	M53	762	65	32,5
	M51	769	58	29,0
	M42	777	65	32,5
	M30	784	55	27,5
Solução de reforço I	M41	925	59	29,5
	M44	927	60	30,0
	M28	931	60	30,0
	M10	952	54	27,0
	M13	974	56	28,0
	M17	992	55	27,5
Solução de reforço III	M25	1065	74	37,0
	M55	1070	75	37,5
	M24	1083	75	37,5